

Министерство образования и науки Российской Федерации  
Федеральное агентство по образованию  
**Саратовский государственный технический университет**

**В.И. Новиков, А.Б. Рассада**

# **ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

Учебное пособие  
по курсу «Инженерная геодезия»  
для студентов строительных специальностей

**Саратов 2009**

УДК 528.48  
ББК 38.115  
Н 73

Рецензенты:  
Кафедра геоморфологии и геоэкологии  
Саратовского государственного университета  
им. Н.Г. Чернышевского  
Главный инженер  
Поволжского учебно-исследовательского центра  
«Волгодортранс» СГТУ  
В.Н. Удалов

Одобрено  
редакционно-издательским советом  
Саратовского государственного технического университета

Новиков В.И.  
Н 73 Геодезические измерения в строительстве: учеб. пособие/ В.И.  
Новиков, А.Б. Рассада. Саратов: Саратовс. гос. техн. ун-т, 2009. 172 с.  
**ISBN 978-5-7433-1824-7**

В учебном пособии даны основные понятия о геодезических измерениях в строительстве, подробно рассмотрены приборы и геодезическое оборудование, используемые при угловых, линейных и высотных измерениях, а также их устройство и техника работы на них.

Учебное пособие предназначено для студентов строительных специальностей, изучающих курс «Инженерная геодезия», с целью более качественного усвоения материала.

УДК 528.48

ББК 38.115

© Саратовский государственный  
технический университет, 2009

**ISBN 978-5-7433-1824-7**

© Новиков В.И., Рассада А.Б., 2009

## **ВВЕДЕНИЕ**

---

Учебное пособие предназначено в помощь студентам для более успешного усвоения материалов, связанных с производством геодезических измерений. Все возрастающий объем геодезических работ, обусловленный необходимостью получения топогеодезической информации о местности с целью производства проектно-изыскательских, планировочных, строительно-монтажных и инженерно-геодезических работ, требует от выпускников вузов строительных специальностей более серьезной геодезической подготовки.

Поэтому в пособии основное внимание уделяется именно геодезическим измерениям; подробно освещены виды и сущность геодезических измерений, рассмотрен принцип угловых, линейных и высотных измерений; детально разобраны конструкции современных геодезических приборов и оборудования, их поверки и юстировки, а также рекомендуемые способы производства измерений в строительстве. Даны основные понятия о применении спутниковых навигационных систем в процессе получения топогеодезической информации о местности.

Авторы выражают признательность профессору А.Н. Чумаченко за ценные замечания и рекомендации, которые были учтены при подготовке рукописи к изданию.

# I. ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ

## 1. ОСНОВНЫЕ СВЕДЕНИЯ О ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ ИЗМЕРЕНИЯХ И РАЗВИТИИ ГЕОДЕЗИЧЕСКИХ СЕТЕЙ

### 1.1. Общие сведения о геодезических измерениях

Наличие топогеодезической информации о земной поверхности позволяет решать самый широкий круг вопросов как глобального, так регионального и местного значения. Именно знание этой информации позволяет осуществлять широкое и разнообразное строительство на земной поверхности.

Получение топографической информации осуществляется путем специальных измерений, называемых *геодезическими измерениями*, при помощи специальных геодезических приборов и инструментов.

Геодезические измерения позволяют определить положение точек земной поверхности относительно друг друга, как в плане, так и по высоте. При этом топогеодезическая информация должна быть тесно связана в нашей стране с референц-эллипсоидом Красовского. Какие же измерения необходимо выполнить, чтобы определить положение, например, трех точек А, В, С земной поверхности относительно друг друга (рис. 1).

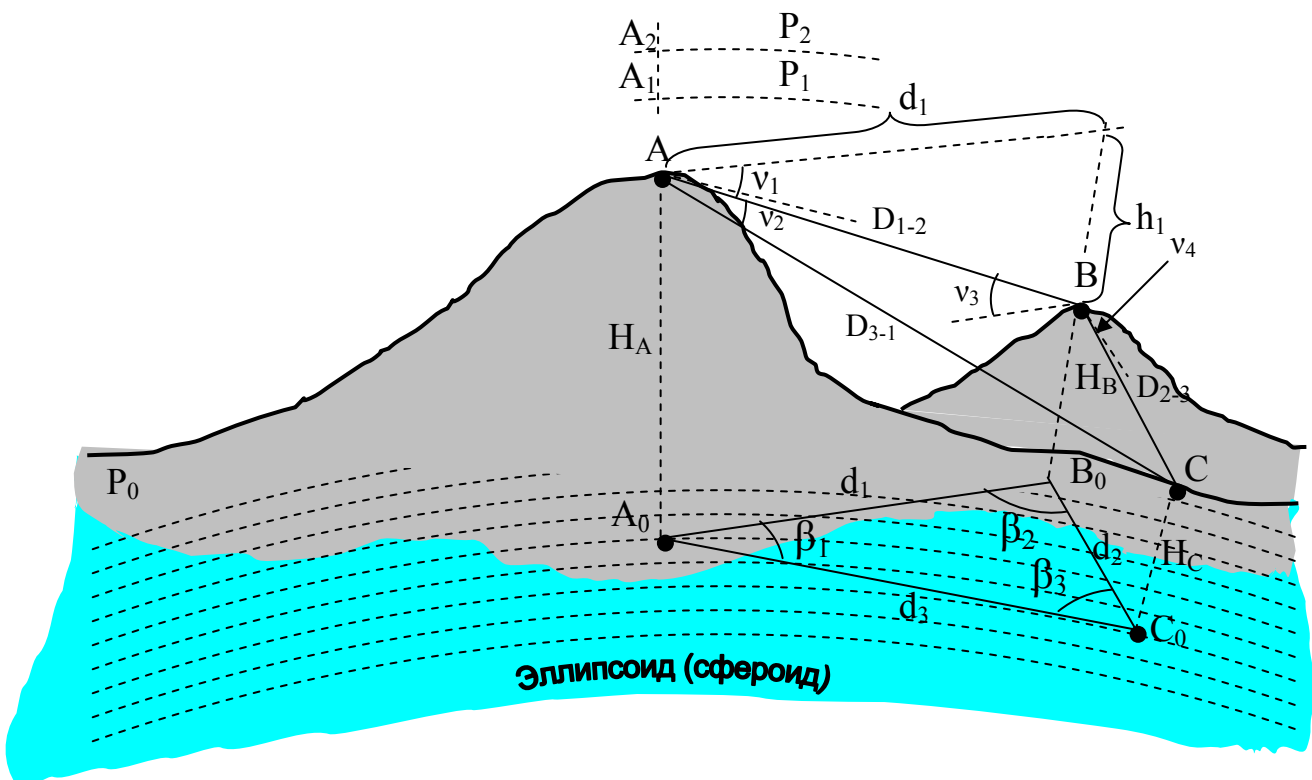


Рис. 1. Схема определения положения точек местности относительно друг друга на поверхности эллипсоида.

Из анализа рисунка видно, что положение этих точек на поверхности эллипсоида относительно друг друга определяется горизонтальными углами  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  и горизонтальными проложениями между ними  $d_1, d_2, d_3$ . Эти параметры характеризуют положение точек относительно друг друга в плане. Для характеристики земной поверхности в целом необходимо знать еще и положение этих точек относительно друг друга по высоте - на поверхности эллипсоида это отметки точек  $H_A, H_B, H_C$ .

Для нахождения этих параметров необходимо на каждой из этих точек земной поверхности выполнить следующие измерения.

Во-первых, измеряются горизонтальные углы  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$ . Следует отметить, что угломерные приборы позволяют это сделать независимо от того, на какой поверхности расположены точки: на поверхности эллипсоида  $P_0$ , или на любой другой поверхности  $P, P_1, P_2$ , параллельной поверхности эллипсоида. При этом должно быть выполнено главное условие – точки на этих поверхностях должны лежать на одной отвесной линии ( $A_0, A, A_1, A_2$ )

Во-вторых, измеряются расстояния  $D_{1-2}, D_{2-3}, D_{3-1}$ . Для определения горизонтальных проложений  $d$  и превышений  $h$  необходимо измерить и вертикальные углы (углы наклона линий к горизонту)  $\nu_1, \nu_2, \nu_3, \nu_4, \nu_5, \nu_6$ .

Таким образом, даже в самом простом варианте на каждой точке необходимо выполнить не менее 5 видов измерений: 1 горизонтальный угол, 2 угла наклона и 2 расстояния, т.е. в целом не менее 15 измерений. Однако, решив эту частную задачу, полной топографической информации о местности не будет. Действительно, если на поверхности Земли две точки расположены на вершинах возвышенностей, а одна на склоне одной из них, то на поверхности эллипсоида такого представления о местности нет, даже при указании величин отметок для каждой точки ( $H_A, H_B, H_C$ ). Следовательно, необходимо взять столько точек, сколько нужно для получения достаточно полной и достоверной информации о местности.

При такой постановке решения задачи получения информации объем геодезических измерений будет просто астрономическим. Действительно, любое сочетание из бесконечного числа точек земной поверхности будет огромно. Поэтому прямое решение задачи получения топогеодезической информации невозможно даже на ограниченной территории Земли.

Однако задача может быть решена, если в основу методики получения топогеодезической информации положить два постулата: во-первых, измерениям подлежат точки, а не группы точек, т.е. не их сочетания и, во-вторых, измерениям подлежат не все точки, а наиболее характерные. Какие же точки следует считать характерными как в плане, так и по высоте? Возьмем для примера косогор, характеризующий

местности в высотном отношении, и контур леса, характеризующий местность в плане (рис. 2).

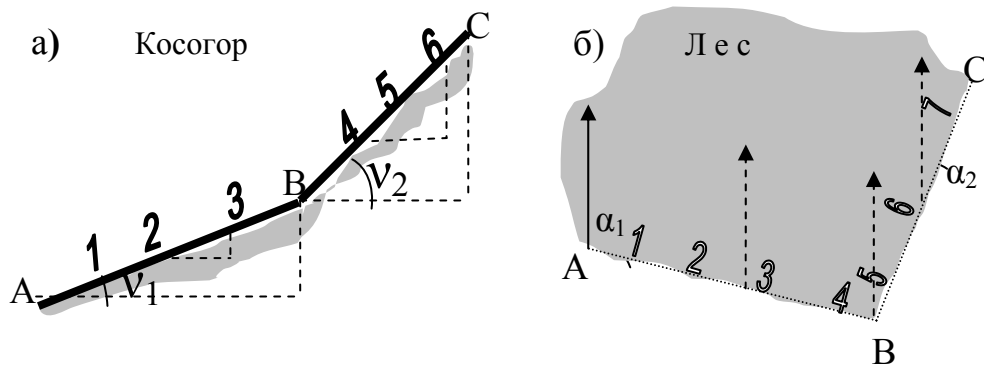


Рис. 2. Схема расположения точек местности, определяющих основные параметры её по данным направлениям

Отсюда видно, что на косогоре уклон местности изменяется на двух участках – АВ и ВС (рис.2,а), величина которых рассчитывается по формуле

$$v = \arctg \frac{h}{d}, \quad (1)$$

где  $h$  – превышение между двумя точками на данном участке местности: на участке АВ или ВС,  $d$  – горизонтальное проложение между этими точками.

Выполнив геодезические измерения для любой пары точек на каждом участке, получим конкретную характеристику этих участков, т.е. их уклоны. Причем любое сочетание точек будет давать один тот же результат, например, точки 1 и 2, 1 и 3 или А и 3. Аналогичная картина будет и на втором участке, если взять сочетание точек 4 и 6, В и 6 или В и 5. Задача решена, характеристика участков с точки зрения их уклонов получена. Так о каких характерных точках идет речь? Анализ рисунка показывает, если взять, например, на первом участке точки 1 и 3, а на втором В и 6, то необходимо произвести геодезические измерения на четырех точках и все-таки полной характеристики участков не будет. Действительно, длина участков с однородным уклоном будет неизвестна и придется производить дополнительные геодезические измерения. При правильном же выборе пар точек на обоих участках, а именно А и В на первом участке и В и С на втором, характеристика была бы полной при меньшем объеме геодезических измерений.

Аналогичные рассуждения относятся и к точкам контурных объектов (рис. 2,б). Действительно, внешняя граница леса на всем протяжении несколько раз меняет свое направление, которое также является некоторой характеристикой данного объекта. Геодезические

измерения для точек 1 и 2, 1 и 4 или А и 4 позволяют найти направление  $\alpha_1$  на границе участка АВ, а измерения для точек В и 6, 5 и 6 или 5 и С дают направление  $\alpha_2$  границы второго участка ВС. При правильном выборе пар точек на обоих участках, а именно А и В на первом участке и В и С на втором, были бы получены не только направления этих участков, но и их протяженность, причем опять таки при уменьшении объема геодезических измерений.

Таким образом, характерными точками рельефа являются переломные точки местности, а точнее точки, расположенные на границе участков с разными уклонами. Что касается характерных точек контуров, то таковыми являются, в общем-то, поворотные точки.

Доказательства вышеприведенным рассуждениям и выводам не требуются (см. рис. 2). Однако следует помнить, что как рельеф виден в перспективе, так и контуры просматриваются с высоты, скажем, птичьего полета. Здесь уместно известное выражение: «лицом к лицу лица не разглядеть».

Из вышесказанного следует, что назначение или выбор точек на местности является одним из определяющих факторов достоверности, полноты и качества полученной топогеодезической информации о земной поверхности. Поэтому чем детальнее и главное грамотно будет проработан вопрос размещения точек на местности, независимо от их назначения, тем меньше объем геодезических измерений будет.

При таком подходе к сбору топографической информации, который, как известно, в геодезии называется *методом проекций* и по принципу производства работ от *общего к частному*, объем геодезических измерений несоизмеримо снижается.

С обозначения точек на местности, независимо от их назначения, по сути, и начинаются все последующие геодезические измерения.

## 1.2. Методы построения геодезических сетей

Правильное размещение характерных точек местности позволяет получить промежуточную информацию о ней, но еще не решает основную задачу *метода проекций* – определения величин (например, координат характерных точек), определяющих взаимное расположение точек в проекции Гаусса – Крюгера. Поэтому необходим общий принцип определения взаимного положения точек на земной поверхности, который заключается в следующем.

Вначале на местности назначают характерные точки таким образом, чтобы они образовывали связанные между собой геометрические фигуры и создавали бы условия для непосредственного измерения некоторых элементов (например, углов, расстояний) этих фигур. Этих измерений должно быть достаточно, чтобы определить все другие (например,

координаты) элементы, пользуясь существующими между ними математическими зависимостями. Тем самым будут получены все элементы этих геометрических построений, в том числе и не измеряемые непосредственно.

Однако полученные геометрические фигуры еще не могут быть ориентированы и определены по положению в проекции Гаусса – Крюгера. Для этого необходимо дополнительно знать ориентировочный угол (например, дирекционный угол) одной из сторон данной совокупности фигур и координаты одной из вершин ее. Эти данные в общем случае получаются из астрономических наблюдений светил нашей Галактики. Азимуты могут быть получены при помощи *гиротеодолита* или приближенно при помощи *буссоли*.

Для определения абсолютных высот вершин данных геометрических фигур, необходимо знать абсолютную высоту одной из них.

Эти данные (исходный дирекционный угол и пространственные координаты одной из вершин геометрической фигуры) позволят путем вычислений определить плановое и высотное положение каждой вершины данной фигуры.

Таков путь определения пространственных координат отдельных точек земной поверхности, совокупность которых и образует *систему геодезических пунктов – опорную геодезическую сеть*, относительно которой в дальнейшем определяется положение любой точки местности.

В зависимости от формы геометрических фигур, образуемых на земной поверхности, и непосредственно измеряемых их параметров различают следующие основные способы построения геодезических сетей.

1. *Триангуляция* – это цепочка геометрических фигур на местности, состоящая из треугольников ABC, четырехугольников BDEC и центральных систем EGJKVI с пунктом H внутри, примыкающих друг к другу, в которых измеряются горизонтальные углы  $\beta$  и длина  $d_1$  стороны одного из треугольника (рис. 3). Решая последовательно треугольники от начальной, непосредственно измеренной стороны  $AB = d_1$ , находят длины всех сторон цепочки треугольников. При наличии координат  $x_0$  и  $y_0$  точки A и дирекционного угла  $\alpha_0$  направления AB вычисления позволяют найти дирекционные углы направлений всех сторон треугольников цепочки и координаты их вершин B, C, D, E, ..., называемых *геодезическими пунктами* или *пунктами триангуляции*. Формулы и порядок вычислений приведены в п. 1.5.

Измеряемая сторона AB называется *базисной*, а точка A, координаты которой и дирекционный угол направления AB известны – *исходным пунктом триангуляции*.



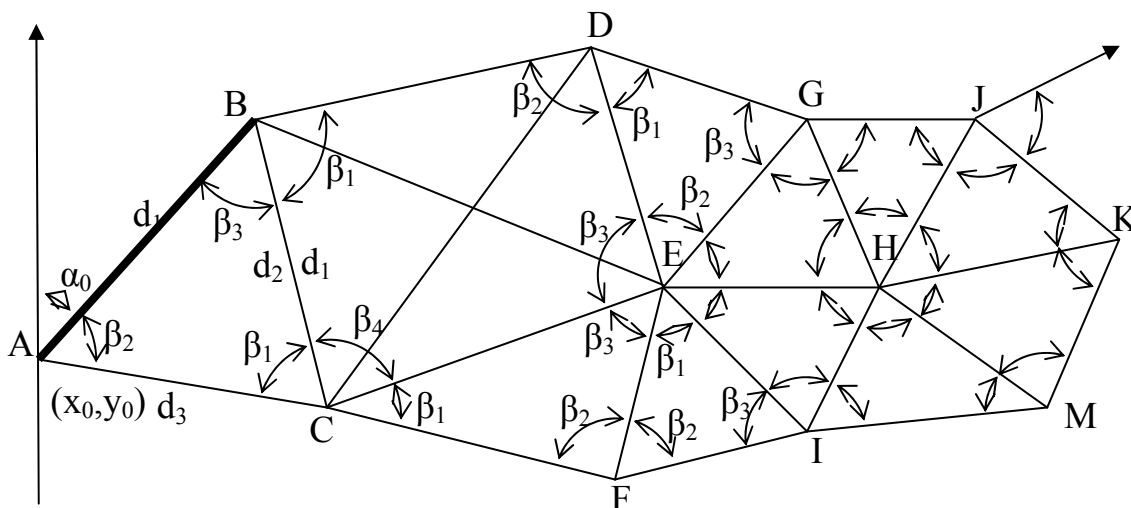


Рис. 3. Схема развития геодезической сети методом триангуляции

2. *Трилатерация*, как и триангуляция состоит из цепочки треугольников, геодезических четырехугольников, центральных систем, сплошных сетей треугольников, примыкающих друг к другу, в которых вместо горизонтальных углов  $\beta$  измеряют длины  $d$  сторон треугольников (рис. 3). Простейшие формулы тригонометрии позволяют по длинам сторон треугольников определить величины углов этих фигур, тем самым этот метод построения геодезических сетей практически переходит в метод триангуляции. В трилатерации, как и в триангуляции, исходными величинами являются координаты одного или нескольких пунктов, а также дирекционные углы одной или нескольких сторон.

При создании геодезических сетей метод трилатерации находит ограниченное применение, так как: 1) в отличие от угловых измерений контроль линейных измерений практически отсутствует; 2) в отличие от триангуляции трилатерация требует больших транспортных расходов; 3) точность передачи дирекционных углов в сетях трилатерации ниже, чем в триангуляции; 4) поперечный сдвиг в трилатерации в несколько раз больше продольного, что сказывается на точности развития сети в целом.

3. *Полигонометрия* – это система ломаных разомкнутых и замкнутых линий на местности, в которой измерены длины  $d$  линий и их горизонтальные углы поворота  $\beta$  (рис. 4).

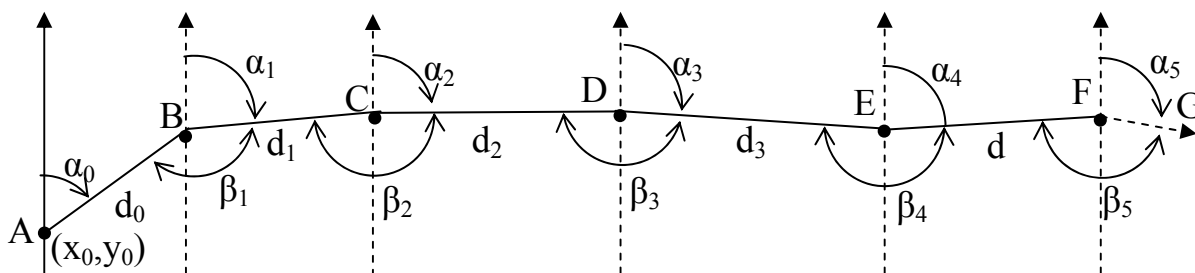


Рис. 4. Схема разомкнутого хода полигонометрии

Как видим, непосредственное измерение элементов ( $d, \beta$ ) системы ломаных линий позволяет производить вычисления дирекционных углов направлений всех ломаных линий и координаты их вершин по той же методике, что и в методе триангуляции. В полигонометрии, как и в триангуляции, исходными величинами являются координаты одного или нескольких пунктов, а также дирекционные углы одной или нескольких сторон. Формулы и порядок вычислений приведен в п. 1.5.

На практике такая система ломаных линий, связанных между собой их длиной и углами поворота называется *ходом*.

В *полигонометрическом ходе* элементы его измеряются высокоточными геодезическими приборами. При выполнении инженерно-геодезических и съемочных работ, как правило, используются приборы средней и технической точности. В этом случае такой ход называется *теодолитным*.

Как отмечалось выше, получение топографической информации связано с определением точек, как в плане, так и по высоте. Определение высотного положения точек производится или совместно с развитием плановой сети, или отдельно. Во втором случае высотная сеть развивается самостоятельно и может не совпадать с плановой сетью. Определение высотного положения точек земной поверхности производится путем нивелирования.

4. *Нивелирование* – процесс определения превышений между точками земной поверхности с последующим вычислением их отметок. Например, отметка  $H_A$  точки А известна. Необходимо найти отметку  $H_B$  точки В (рис. 5).



Рис. 5. Схема определения высотного положения точек местности

Из анализа рис. 5 следует

$$H_B = H_A + h, \quad (2)$$

где  $h$  – превышение точки  $B$  над точкой  $A$ , равное кратчайшему расстоянию между линиями  $A_1B$  и  $AB_1$  соответствующих горизонтальных плоскостей, проходящих через данные точки  $A$  и  $B$  местности. Это расстояние определяется путем нивелирования, т.е. путем измерения отрезков  $a$  и  $b$  или угла наклона  $v$  линии  $AB$  и горизонтального проложения  $d$ , что позволяет вычислить величину превышения (рис. 5)

$$h = a - b \quad \text{или} \quad h = d \operatorname{tg} v. \quad (3)$$

В основу нивелирования положены два принципа – геометрический и физический, сущность и виды которых описаны в п. 4.1.3.

Рассмотренные выше схемы развития геодезических сетей предусматривают *последовательное* определение планово-высотного положения последующих точек земной поверхности относительно предыдущих.

При производстве инженерно-геодезических работ применяются и иные методы создания геодезических сетей.

### 1.3. Основные положения и принципы развития сетей

Основные положения и принципы развития геодезических сетей в нашей стране базируются на фундаментальной программе Ф.Н. Красновского построения государственной триангуляции в СССР, которая в 1939 г. нашла свое отражение в Основных положениях о построении опорной геодезической сети СССР. В настоящее время действует программа, изложенная в Основных положениях 1954 – 1961 гг., на основе которой в 1966 г. издана Инструкция о построении государственной геодезической сети СССР, являющейся в настоящее время нормативным документом и для России.

В соответствии с этой Инструкцией геодезические сети развиваются с соблюдением определенных требований, основными которых являются.

1. Развитие геодезических сетей производится с соблюдением принципа *от общего к частному*. В соответствии с этим принципом геодезические сети подразделяются:

а) *государственная геодезическая сеть (ГГС)* – главная геодезическая основа, покрывающая всю территорию страны, обеспечивающая *единую систему координат* страны и удовлетворяющая требования при решении научных, научно – технических задач и топографических съемок всех масштабов;

б) *геодезические сети сгущения* базируются на пунктах ГГС и предназначены для увеличения плотности общей геодезической сети в районах с бурно развивающейся промышленностью;

в) *съёмочные геодезические сети*, базируются на пунктах геодезических сетей высшего класса и предназначены для топографических съёмок местности и решения инженерно-геодезических задач строительства;

г) *специальные геодезические сети*, развиваемые при строительстве сооружений, предъявляющих к геодезическим работам дополнительные требования.

Указанные виды геодезических сетей отличаются друг от друга по точности и подразделяются на классы и разряды. ГГС 1 класса имеет наивысшую точность, а все последующие развиваются на основе предыдущих и точность их понижается.

Геодезические сети подразделяются на плановые и высотные. Первые предназначены для определения плановых координат  $x$  и  $y$  в системе координат Гаусса – Крюгера, вторые – для определения высот точек земной поверхности.

Геодезические сети развиваются одним из описанных выше методов: триангуляции, трилатерации, полигонометрии, нивелирования.

2. При вычислении координат должно быть единое начало как в плане, так и по высоте, а математическая обработка результатов измерений должна производиться по единой математической программе и не зависеть от последовательности развития сетей и съёмочных работ.

В этом случае при съёмках местности в различных районах страны геодезическая сеть должна обеспечивать единую топографическую картину государства.

3. ГГС рассчитана для использования в течение длительного времени и потому координаты ее пунктов должны быть получены с наивысшей точностью на всей территории государства и обеспечивать не только текущие топографо-геодезические работы, но и топографические съёмки крупного масштаба в будущем.

4. Пункты ГГС должны быть закреплены на местности фундаментально таким образом, чтобы на долгие годы была обеспечена их сохранность, постоянство положения и возможность быстрого и уверенного нахождения на местности.

5. При проектировании и строительстве ГГС необходимым условием является:

а) обеспечение *надежного контроля* геодезических измерений;

б) возможность *надежной оценки точности* выполненных измерений.

Основные принципы построения геодезических сетей являются общими при проектировании и исполнении всех видов геодезических измерений.

#### 1.4. Общие сведения о точности геодезических измерений

Геодезические измерения по точности их выполнения подразделяются на: высокоточные, точные, средней точности и малой точности.

Геодезические измерения, выполняемые при создании ГГС, относят к высокоточным и точным, сетей сгущения – к средней точности, съемочных сетей и производства топографических съемок – к малой точности. Специальные геодезические сети характеризуются требованиями высокой точности измерений.

Точность геодезических измерений характеризуется квадратическими погрешностями [7]: средними и предельными, абсолютными и относительными. Эти критерии оценки точности геодезических измерений учитывают неизбежные (случайные) погрешности измерений. Влияние других видов погрешностей, например, систематических должно быть устранено. Для этого необходимо или знать закон действия этих погрешностей, или так методически правильно организовать измерения, чтобы систематическая погрешность в значительной степени взаимно исключалась. Однако и в этом случае полностью исключить влияние систематических погрешностей на результаты измерений невозможно. Поэтому влиянием остаточных величин систематических погрешностей на результаты измерений можно пренебречь только при измерениях малой и средней точности; при высокоточных и точных измерениях необходимо учитывать и систематические погрешности.

Приближенные характеристики точности разных классов геодезических измерений приведены в табл. 1.

Таблица 1

Класс измерений	Вид измерений		
	линейные измерения	угловые измерения	измерения превышений в мм на 1 км хода
	средние квадратические погрешности		
Высокоточные и точные измерения	1:1000 000 – 1:100 000	0,5 – 3,0''	0,5 – 5,0 (случайные) 0,05 – 1,0 (систематич.)
Средней точности измерения	1:100 000 – 1:5000	3,0 – 10,0''	10 – 25 (случайные)
Малой точности измерения	1:5000 – 1:200	10,0 – 60,0''	25 и более

Решение инженерно-геодезических задач в строительстве связано с производством геодезических измерений всех классов точности; однако массовым видом измерений являются измерения малой и средней точности, поэтому в дальнейшем основное внимание будет уделено производству геодезических измерений именно этой точности.

### 1.5. Решение основных геодезических задач. Прямая и обратная геодезические задачи

Основными геодезическими задачами вычислений являются определения по результатам полевых измерений дирекционных углов, горизонтальных проложений и координат точек земной поверхности, спроектированных на плоскость в проекции Гаусса – Крюгера.

#### 1. Вычисление дирекционных углов сторон теодолитного хода.

При определении координат точек съемочного обоснования возникает задача определения дирекционных углов всех линий, связывающих эти точки. Такая задача может быть решена, если будет известен дирекционный угол одной из этих линий и углы поворота между ними (рис. 6).

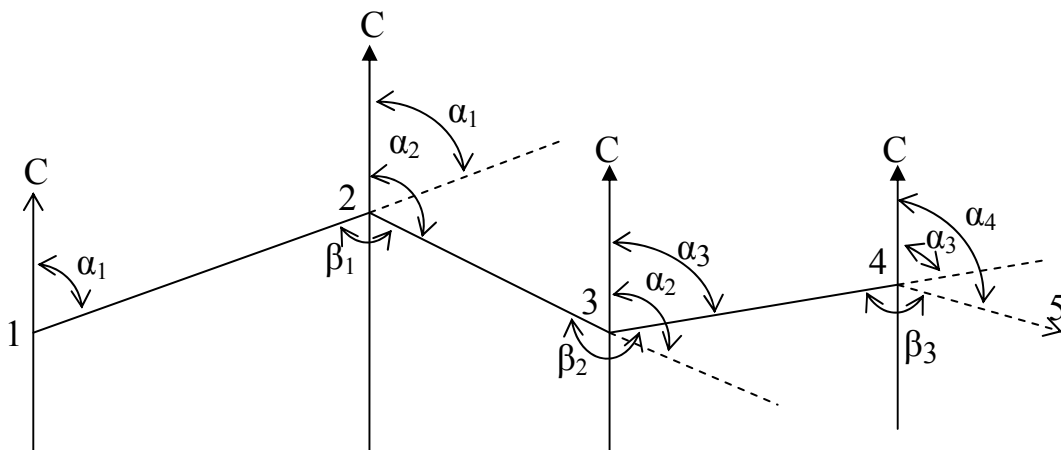


Рис. 6. Схема зависимости между дирекционными углами  $\alpha$  смежных линий и горизонтальным углом  $\beta$  между ними

Допустим, что дирекционный угол  $\alpha_1$  первой линии 1-2 хода 1,2,3,4 известен и измерены углы поворота  $\beta_1$ ,  $\beta_2$ ,  $\beta_3$  между ними. Необходимо найти дирекционные углы  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$ ,  $\alpha_4$ , последующих линий 2-3, 3-4, 4-5 хода. Из анализа рис. 6 видно, что на вершине угла  $\beta_1$  дирекционный угол, отсчитанный от северного конца осевого меридиана по ходу часовой стрелки до направления линии 2-1, будет равен дирекционному углу первой линии 1-2 плюс  $180^\circ$ . В то же время этот угол будет равен дирекционному углу  $\alpha_2$  второй линии 2-3 хода плюс угол поворота  $\beta_1$  на

этой вершине. Таким образом, эти два угла можно приравнять друг другу, т.е.

$$\alpha_1 + 180^0 = \alpha_2 + \beta_1.$$

Отсюда искомый дирекционный угол  $\alpha_2$  следующей линии 2-3 будет равен:

$$\alpha_2 = \alpha_1 + 180^0 - \beta_1. \quad (а)$$

Переходя на вершину угла  $\beta_2$ , можно отметить, что дирекционный угол линии 3-2 будет равен дирекционному углу  $\alpha_2$  плюс  $180^0$ . В то же время этот угол будет равен дирекционному углу  $\alpha_3$  плюс угол поворота  $\beta_2$  на этой вершине. Следовательно, можно записать равенство:

$$\alpha_2 + 180^0 = \alpha_3 + \beta_2.$$

Отсюда искомый дирекционный угол  $\alpha_3$  линии 3-4 будет равен:

$$\alpha_3 = \alpha_2 + 180^0 - \beta_2. \quad (б)$$

По аналогии с предыдущим можно записать формулу определения дирекционного угла  $\alpha_4$  линии 4-5:

$$\alpha_4 = \alpha_3 + 180^0 - \beta_3. \quad (в)$$

Из анализа всех трех равенств (а), (б), (в) вытекает общее правило зависимости между дирекционными углами смежных линий и углом поворота между ними, а именно, *дирекционный угол последующей линии хода равен дирекционному углу предыдущей линии плюс  $180^0$  и минус горизонтальный угол между ними справа по ходу лежащий*. Без труда можно заметить, что измерение горизонтальных углов слева по ходу лежащих в формуле вычислений следует угол поворота прибавить. Кроме того, сложение дирекционного угла предыдущей линии со  $180^0$  есть ничто иное, как изменение прямого дирекционного угла данной линии на обратный, а в этом случае прибавление или вычитание  $180^0$  значения не имеет, т.е.

$$\alpha_{\text{послед.}} = \alpha_{\text{пред.}} \pm 180^0 \text{ и } \mu \Sigma \beta \left. \begin{array}{l} \swarrow \text{справа по ходу лежащие} \\ \nwarrow \text{слева по ходу лежащие} \end{array} \right\} (4)$$

2. *Вычисление дирекционных углов сторон треугольников в триангуляционном ряде.* Так как координаты точек цепочки треугольников вычисляются так же, как и в теодолитном ходе последовательно, то и дирекционные углы в принципе могут вычисляться по той же формуле (4). Для этого нужно определиться, по какой ветке хода будем вести вычисления дирекционных углов и в последующем координаты ее вершин. Например, ветка хода А В D G J (рис. 3) будет иметь углы поворота справа по ходу лежащие; ветка хода А С F I М –

слева по ходу лежащие, а ветка хода А С Е Н К – и слева, и справа по ходу лежащие. Поэтому, используя формулу (4), необходимо правильно определять углы поворота в выбранной ветке хода. При этом следует учитывать, что углы поворота будут складываться из углов вершин треугольников, примыкающих к данной вершине хода.

3. *Вычисление длин сторон треугольников в триангуляционном ряде.* Вычисление длин сторон треугольников производится последовательно от исходной (базисной) стороны по теореме синусов, представленной выражением

$$\frac{d_1}{\sin \beta_1} = \frac{d_2}{\sin \beta_2} = \frac{d_3}{\sin \beta_3}, \quad (5)$$

где  $d_1, d_2, d_3$  – длины сторон треугольника,  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  – горизонтальные углы, противолежащие соответствующим сторонам треугольника.

Отсюда, в соответствии с рис. 3, где сторона АВ =  $d_1$  является исходной (базисной), будем иметь

$$d_2 = d_1 \frac{\sin \beta_2}{\sin \beta_1}; \quad d_3 = d_1 \frac{\sin \beta_3}{\sin \beta_1}. \quad (6)$$

Таким образом, решая эти выражения относительно исходной стороны, будут получены две другие стороны треугольника, которые в свою очередь будут исходными для двух смежных треугольников, и далее число определяемых сторон в цепочке триангуляции будет возрастать в алгебраической пропорции. Не трудно заметить, что процесс вычислений в каждом треугольнике цепочки триангуляции будет иметь повторяющийся характер, что легко поддается программированию.

4. *Вычисление углов в треугольниках трилатерации.* Вычисление углов в этом методе развития геодезических сетей производится или по теореме тангенсов половинных углов

$$\operatorname{tg} \frac{\beta_1}{2} = \sqrt{\frac{(p-d_2)(p-d_3)}{p(p-d_1)}}, \quad (7)$$

где  $2p = d_1 + d_2 + d_3$ , или по теореме косинусов

$$\beta_1 = \arccos \frac{-d_1^2 + d_2^2 + d_3^2}{2d_2d_3}. \quad (8)$$

5. *Прямая геодезическая задача.* Вычисление координат точек геодезической сети при любом методе ее развития сводится к последовательному решению именно прямой геодезической задачи. Сущность задачи заключается в определении координат  $x_2, y_2$  точки 2 по известным координатам  $x_1, y_1$  точки 1, дирекционному углу  $\alpha_{1-2}$  и длине  $d_{1-2}$  исходной стороны (рис. 7).



Из анализа рис. 7 видно,

$$\left. \begin{aligned} x_2 &= x_1 + (x_2 - x_1) = x_1 + \Delta x \\ y_2 &= y_1 + (y_2 - y_1) = y_1 + \Delta y \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

Разности координат  $\Delta x$  и  $\Delta y$ , называемые *приращениями координат*, определяются из решения треугольника 123 (рис. 7).

$$\left. \begin{aligned} x_2 - x_1 &= \Delta x = d_{1-2} \cos \alpha_{1-2} \\ y_2 - y_1 &= \Delta y = d_{1-2} \sin \alpha_{1-2} \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

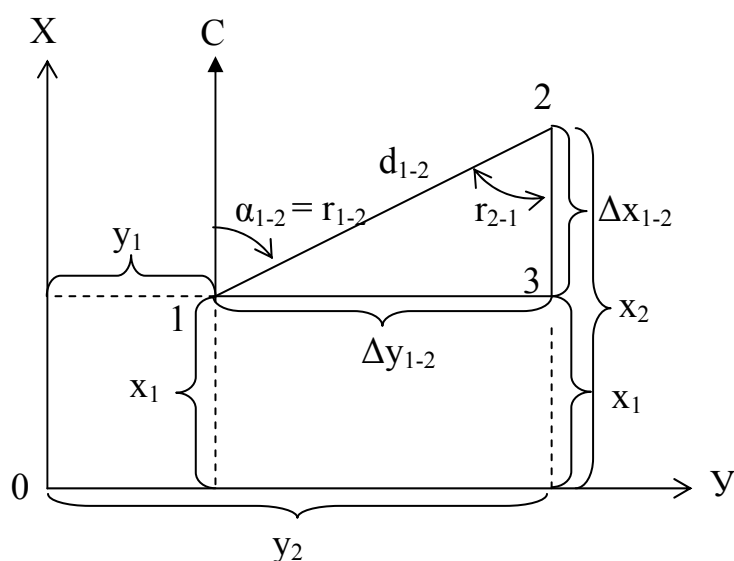


Рис. 7. Схема решения прямой и обратной геодезических задач

6. *Обратная геодезическая задача.* Вычисление координат геодезических сетей возможно лишь при наличии исходных данных в виде координат первой точки сети, длины и дирекционного угла исходной линии. Эти данные могут быть получены, если сеть опирается на пункты с известными координатами. Именно на этой стадии вычислений и решается обратная геодезическая задача. Сущность этой задачи заключается в том, что по известным координатам  $x_1, y_1$  и  $x_2, y_2$  точек 1 и 2 линии 1–2 определяются длина  $d_{1-2}$  и дирекционный угол  $\alpha_{1-2}$  этой линии (рис. 7).

Из анализа рис. 7 видно, что искомый дирекционный угол  $\alpha_{1-2}$  равен румбу  $r_{1-2}$ . Как известно, угловая величина румба какой-либо линии в прямом направлении равна угловой величине его в обратном направлении, т.е. они занимают накрест лежащее положение по отношению к этой линии. Из рис. 7 видно, что  $r_{1-2} = r_{2-1}$ , а угловая

величина  $r_{2-1}$  может быть определена из решения треугольника 123, т.е. противолежащий катету  $\Delta y$  угол  $r_{2-1}$  будет равен:

$$\text{arc tg } \frac{\Delta Y}{\Delta X} = r_{2-1} = r_{1-2}. \quad (11)$$

Отсюда определяется искомый дирекционный угол  $\alpha_{1-2}$ . Для этого необходимо определить четверть, в которой находится данная линия 1–2. Четверть определяется по знакам приращений  $(y_2 - y_1) = \Delta y$  и  $(x_2 - x_1) = \Delta x$ , т.е. по знакам числителя и знаменателя формулы (11). В соответствии с рис. 8 можно изобразить

Числитель	$\Delta Y:$	+	+	-	-
Знаменатель	$\Delta X:$	+	-	-	+
Четверть		I СВ	II – ЮВ	III – ЮЗ	IV – СЗ
Зависимость		$\alpha = r$	$\alpha = 180 - r$	$\alpha = 180 + r$	$\alpha = 360 - r$

Рис. 8. Схема определения направления румба и зависимости между дирекционными углами и румбами

Из рис. 8 видно, что функция не изменится, если в ней будет использоваться не румб, а соответствующий дирекционный угол. Тогда в общем виде можно записать

$$\text{tg } \alpha_{1-2} = \frac{y_2 - y_1}{x_2 - x_1} = \frac{\Delta y}{\Delta x} \quad (12)$$

$$d_{1-2} = \frac{y_2 - y_1}{\sin \alpha_{1-2}} = \frac{x_2 - x_1}{\cos \alpha_{1-2}} \quad (13)$$

или

$$d_{1-2} = \sqrt{(x_2 - x_1)^2 + (y_2 - y_1)^2}. \quad (14)$$

Если развиваемая геодезическая сеть опирается на два пункта сети высшего класса, координаты которых известны, то определение координат первой точки сети могут быть получены и без вычисления длины исходной стороны. Например, необходимо определить координаты точки 3, если известны координаты точек 1 и 2 (рис. 9).

Задача, называемой *прямой геодезической засечкой*, решается следующим образом.

На опорных точках 1 и 2 измеряются углы  $\beta_1$  и  $\beta_2$ . По координатам исходных точек решается обратная геодезическая задача и вычисляется дирекционный угол  $\alpha_{1-2}$  исходной линии 1–2. По исходному дирекционному углу и измеренным углам вычисляются дирекционные

углы  $\alpha_{1-3}$  и  $\alpha_{2-3}$  линий 1–3 и 2–3. Тогда координаты определяемой точки 3 будут равны:

$$y_3 = \frac{y_1 \operatorname{ctg} \alpha_{1-3} - y_2 \operatorname{ctg} \alpha_{2-3} + x_2 - x_1}{\operatorname{ctg} \alpha_{1-3} - \operatorname{ctg} \alpha_{2-3}}, \quad (15)$$

$$x_3 = (y_3 - y_1) \operatorname{ctg} \alpha_{1-3} + x_1. \quad (16)$$

Контрольная формула

$$x_3 = (y_3 - y_2) \operatorname{ctg} \alpha_{2-3} + x_2. \quad (17)$$

На точке 3 измеряют примычные углы  $\beta_3$  и  $\beta_4$  для вычисления дирекционных углов первой и последующих линий хода.

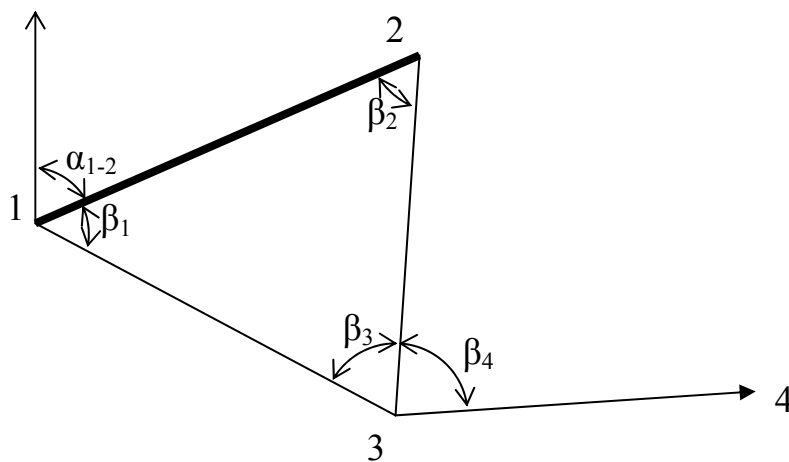


Рис. 9. Схема определения координат третьей точки по известным координатам двух других точек (прямая геодезическая засечка)

Если с первой точки развиваемой геодезической сети хорошо просматриваются три пункта, координаты которых известны, то координаты первой точки сети могут быть определены и без измерения углов  $\beta$  при опорных пунктах. Определение координат производится путем решения *обратной геодезической засечки* – задача *Потенота*.

### 1.6. Оценка точности геодезических сетей

Основные формулы теории погрешностей [7] позволяют выявить влияние погрешностей измерений на определение основных элементов в типовых схемах построения геодезических сетей: теодолитного хода и триангуляции.

При этом эти формулы позволяют решать не только прямую задачу применительно геодезическим сетям: определение координат пунктов сети и оценку точности конечных результатов, но и обратную не менее важную задачу: выполнение предварительных расчетов о необходимой

точности геодезических измерений, методов и порядка производства измерений с целью достижения результата с заданной точностью.

В обоих случаях задача сводится к нахождению зависимостей между погрешностями непосредственно измеряемых величин и их функций, т.е. определяемых величин.

Точность плановой геодезической сети характеризуется средними квадратическими погрешностями определения дирекционных углов и длин сторон хода – для теодолитного хода или ряда – для цепочки треугольников и координат пунктов сети. Обычно вместо погрешностей координат пунктов определяют продольную и поперечную погрешность хода (ряда), т.е. смещение пунктов сети относительно начального вдоль и поперек хода.

### I. Теодолитный ход

*Средняя квадратическая погрешность дирекционного угла последней стороны хода.* Задача заключается в нахождении погрешности функции

$$\alpha_n = \alpha_0 \pm 180^\circ n \mu \beta_1 \mu \beta_2 \mu \beta_3 \mu \dots \mu \beta_n. \quad (18)$$

Погрешность  $m_{\alpha_n}$  определения последней стороны хода как функции погрешностей независимо измеренных углов  $\beta$  и погрешности  $m_{\alpha_0}$  исходного дирекционного угла запишется в виде [7]

$$m_{\alpha_n} = \sqrt{m_{\alpha_0}^2 + n \cdot m_{\beta}^2}. \quad (19)$$

Величиной погрешности  $m_{\alpha_0}$  исходного дирекционного угла в вычислениях можно пренебречь. Тогда будем иметь

$$m_{\alpha_n} = m_{\beta} \sqrt{n}. \quad (20)$$

Если теодолитный ход опирается концами на базисные линии, имеющие дирекционные углы, то наибольшая погрешность дирекционного угла стороны будет в середине хода. В этом случае окончательное значение дирекционного угла в середине хода будет равно как среднее арифметическое из его определений с обоих концов хода. Следовательно, с учетом  $n/2$  здесь применима формула погрешности арифметической середины [7], т.е.

$$m_{\alpha_n} = \frac{1}{2} m_{\beta} \sqrt{n}. \quad (21)$$

*Отсюда следует, если теодолитный ход проложен между двумя базисными сторонами, дирекционные углы  $\alpha_0$  и  $\alpha_n$  которых известны, то после уравнивания по ним измеренных углов поворота  $\beta$  погрешность дирекционного угла стороны в середине хода уменьшается вдвое.*

*Средняя квадратическая погрешность длины стороны теодолитного хода.* Стороны теодолитных ходов измеряются непосредственно и независимо друг от друга. Поэтому средние квадратические погрешности (абсолютные или относительные) длин сторон хода определяются точностью применяемого мерного прибора и вычисляются по результатам непосредственных измерений.

*Продольная средняя квадратическая погрешность хода.* Вообще говоря, продольное смещение последней точки вытянутого теодолитного хода можно рассматривать как среднюю квадратическую погрешность длины хода, т.е. продольная погрешность прямолинейного хода зависит от погрешностей измерения сторон и не зависит от погрешностей измерения углов. В таком случае эту зависимость можно представить в виде функции

$$L = k d, \quad (22)$$

где  $L$  – длина хода,  $d$  – средняя длина стороны в теодолитном ходе,  $k$  – число сторон в ходе.

Тогда, для функции одного переменного [7], можно записать

$$m_L = m_d \sqrt{k}, \quad (23)$$

где  $m_L$  и  $m_d$  – средние квадратические погрешности длины и измерения отдельной стороны хода соответственно.

Отсюда относительная средняя квадратическая погрешность продольного сдвига последней точки хода будет равна

$$\frac{m_L}{L} = \frac{m_d \sqrt{k}}{L} = \frac{m_d \sqrt{k}}{kd} = \frac{m_d}{d \sqrt{k}}. \quad (24)$$

Таким образом, *средняя квадратическая погрешность продольного сдвига последней точки вытянутого теодолитного хода возрастает пропорционально корню квадратному из числа сторон, а относительная – уменьшается по тому же закону.*

*Поперечная средняя квадратическая погрешность хода.* Если допустить, что длины сторон хода измерены безошибочно, то погрешность поперечного смещения конца теодолитного хода будет зависеть от длины его сторон и погрешностей измерения углов поворота. Так погрешность  $m_\beta$  в угле  $\beta$  на первом пункте А хода сместит положение последующего пункта 1 в точку 1' (рис. 10). Эта же погрешность сместит все остальные пункты хода на угол  $m_\beta$  и конечной точки В на величину  $BB_1$ , равную

$$BB_1 = \frac{L m_\beta''}{\rho''} = \frac{k d m_\beta''}{\rho''}. \quad a)$$

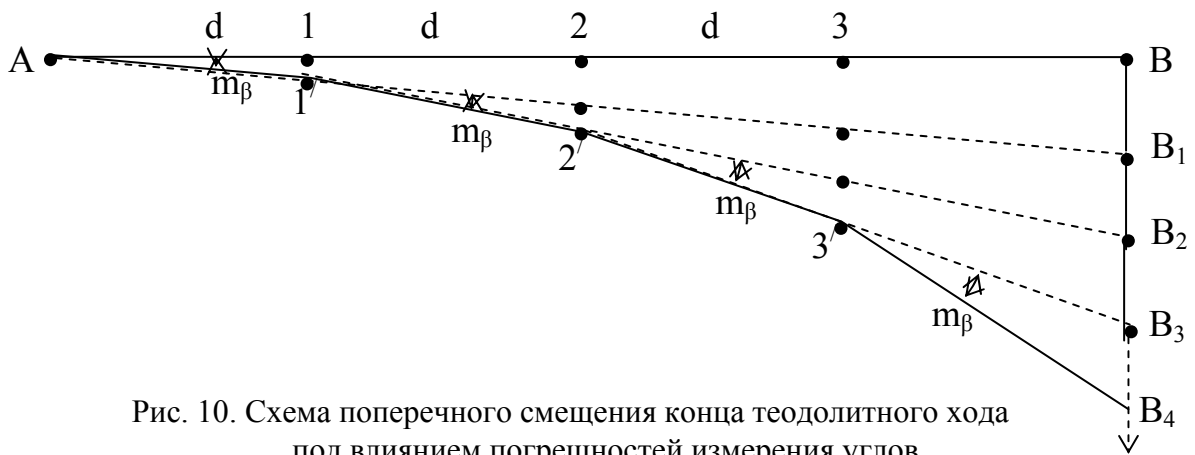


Рис. 10. Схема поперечного смещения конца теодолитного хода под влиянием погрешностей измерения углов

Далее погрешность  $m_\beta$  измерения угла  $\beta$  на втором пункте 1 сместит положение последующего пункта 2 в точку  $2'$  и конечной точки  $B_1$  на величину  $B_1B_2$  равную

$$B_1B_2 = \frac{(k-1)dm_\beta''}{\rho''}. \quad \text{б)}$$

Из анализа полученных поперечных смещений  $BB_1$  и  $B_1B_2$  следует,

$$\left. \begin{aligned} BB_1 = q_1 &= \frac{m_\beta'' d}{\rho''} k. \\ B_1B_2 = q_2 &= \frac{m_\beta'' d}{\rho''} (k-1) \\ B_2B_3 = q_3 &= \frac{m_\beta'' d}{\rho''} (k-2) \\ \dots \dots \dots \\ B_k = q_k &= \frac{m_\beta'' d}{\rho''} (k-k-1) = \frac{m_\beta'' d}{\rho''} 1 \end{aligned} \right\} \quad \text{в)}$$

Так как погрешности  $m_\beta$  измерения углов носят случайный характер, то для выражения поперечной погрешности  $m_Q$  всего хода можно записать

$$m_Q = \sqrt{\left(\frac{m_\beta'' d}{\rho''} k\right)^2 + \left(\frac{m_\beta'' d}{\rho''} (k-1)\right)^2 + \left(\frac{m_\beta'' d}{\rho''} (k-2)\right)^2 \dots \left(\frac{m_\beta'' d}{\rho''} 1\right)^2}$$

или

$$m_Q = \frac{m_\beta d}{\rho''} \sqrt{\frac{(2k+1)(k+1)k}{6}} = \frac{m_\beta}{\rho''} L \sqrt{\frac{(2k+1)(k+1)}{6k}}. \quad (25)$$

После преобразований и некоторых упрощений будем иметь

$$m_Q = \frac{m_\beta}{\rho''} L \sqrt{\frac{k+1,5}{3}}. \quad (26)$$

При некоторых допущениях выражение (26) можно записать в следующем виде

$$m_Q = \frac{1}{3} \frac{m_\beta}{\rho''} L \sqrt{k} = \frac{1}{3} \frac{m_\beta}{\rho''} dk^{3/2}. \quad (27)$$

Отсюда относительная поперечная погрешность будет иметь вид

$$\frac{m_Q}{L} = \frac{1}{3} \frac{m_\beta}{\rho''} \sqrt{k}. \quad (28)$$

Из анализа (27) и (28) следует, что абсолютная поперечная погрешность теодолитного хода возрастает пропорционально  $k^{3/2}$ , а относительная – пропорционально  $k^{1/2}$ . Отсюда вытекает основополагающий вывод: *чем меньше поворотных точек при проложении теодолитного хода, тем точнее определяются их положение*; соответственно этому устанавливаются минимально допустимые длины сторон теодолитных ходов.

Как правило, теодолитные ходы опираются своими концами на базисные стороны, дирекционные углы которых известны, что позволяет контролировать и уравнивать измеренные углы  $\beta$ , *в результате чего их значения уточняются и поперечная погрешность уменьшается*. В этом случае погрешность может быть вычислена по формуле

$$m_Q = \frac{m_\beta}{\rho''} L \sqrt{\frac{k+3}{12}}. \quad (29)$$

Если теодолитный ход опирается своими концами на исходные пункты, то очевидно, что наибольшая поперечная погрешность будет в середине хода; величина этой погрешности будет в два раза меньше, чем в висячем ходе, т.е. в ходе, опирающемся на один исходный пункт.

*Суммарная оценка точности положения пунктов теодолитного хода.* Для общей оценки точности смещения точек теодолитного хода необходимо совместно учитывать и продольный сдвиг точек, и поперечный. Полная погрешность положения пунктов в самом слабом месте теодолитного хода, как правило, вычисляется по формуле

$$M = \sqrt{m^2_L + m^2_Q}. \quad (30)$$

## II. Триангуляционный ряд

Развитие геодезических сетей методом триангуляции предусматривает измерение всех углов цепочки геометрических фигур: треугольников, четырехугольников и центральных систем. По существу

же эти цепочки состоят из треугольников, а образование четырехугольников и центральных систем из них позволяют получать дополнительные возможности контролировать измерения и оценивать их точность (рис. 3). Поэтому в дальнейшем для простоты рассуждений будем считать, что триангуляционный ряд есть не что иное, как цепочка треугольников. В этом случае контролирование угловых измерений и оценка достигнутой точности измерений будет осуществляться по отклонению суммы измеренных углов в треугольнике от ее теоретической величины. Это отклонение, называемое *невязкой*, по существу является истинной погрешностью суммы углов в треугольнике и, следовательно, для оценки точности измеренных сумм на основании теории погрешностей [7] применима формула Гаусса, т.е.

$$M = \sqrt{\frac{[f_{\beta}f_{\beta}]}{n}}, \quad (31)$$

где  $M$  – средняя квадратическая погрешность суммы углов треугольника;  $f_{\beta}$  – угловая невязка треугольника;  $n$  – число треугольников в геодезической сети.

Отсюда средняя квадратическая погрешность  $m_{\beta}$  измерения одного угла треугольника будет равна

$$m_{\beta} = \frac{M}{\sqrt{3}}$$

или

$$m_{\beta} = \sqrt{\frac{[f_{\beta}f_{\beta}]}{3n}}. \quad (32)$$

При характеристике угловых измерений в триангуляции различных классов пользуются средней квадратической погрешностью, рассчитанной по формуле Ферреро [7].

Развитие геодезических сетей методом триангуляции предусматривает производство измерений и вычислений с целью определения координат пунктов сети. Процесс вычислений носит функциональную зависимость между измеренными значениями и результатами вычислений, между вычисленными значениями и результатами последующих вычислений. Действительно, вычисления дирекционных углов направлений сторон треугольников и их длины функционально связаны с измеренными углами треугольника; в свою очередь определения координат пунктов сети функционально связаны с вычисленными дирекционными углами сторон треугольника и их сторонами. Поэтому оценка точности построения геодезической сети начинается с анализа погрешностей измеренных углов в каждом



треугольнике и уравнивания их величин путем распределения угловой невязки  $f_\beta$  с обратным знаком поровну на все углы треугольника, т.е.

$$f_\beta = \Sigma\beta_{\text{изм}} - 180^0 \quad \text{и} \quad \delta_\beta = - f_\beta / 3, \quad (33)$$

где  $\Sigma\beta_{\text{изм}}$  – сумма измеренных углов в каждом треугольнике.

*Средняя квадратическая погрешность дирекционного угла стороны последнего треугольника ряда.* В принципе для оценки точности вычисления дирекционных углов можно использовать выражение (18), применяемого для аналогичных целей в теодолитном ходе. Однако для применения формулы оценки точности функции суммы многих переменных необходимо вместо уравненных углов треугольника использовать погрешности независимо измеренных углов. Поэтому, учитывая принцип уравнивания измеренных углов в каждом треугольнике и допуская, что все углы в нем измерены с одинаковой погрешностью, выражение (19) запишется в следующем виде

$$m_{\alpha.n} = \sqrt{m^2_{\alpha.o} + m^2_{\text{изм}} \frac{2}{3}n} \quad (34)$$

или, опуская влияние погрешности исходного дирекционного угла,

$$m_{\alpha.n} = m_{\text{изм}} \sqrt{\frac{2}{3}n}, \quad (35)$$

где  $m_{\alpha.n}$  – средняя квадратическая погрешность дирекционного угла стороны последнего треугольника;  $m_{\text{изм}}$  – средняя квадратическая погрешность измерения угла в треугольнике;  $n$  – число треугольников в триангуляционном ряду.

*Средняя квадратическая погрешность длины стороны последнего треугольника ряда.* Так как в цепи треугольников длины их сторон вычисляются по теореме синусов, то для анализа погрешности длин сторон треугольников используются выражения (5), которые для стороны последнего треугольника будут иметь вид

$$\left. \begin{aligned} d_n^2 &= d_1^1 \frac{\sin \beta_1^2 \sin \beta_2^2 \sin \beta_3^2 \dots \sin \beta_n^2}{\sin \beta_1^1 \sin \beta_2^1 \sin \beta_3^1 \dots \sin \beta_n^1} \\ d_n^3 &= d_1^1 \frac{\sin \beta_1^3 \sin \beta_2^3 \sin \beta_3^3 \dots \sin \beta_n^3}{\sin \beta_1^1 \sin \beta_2^1 \sin \beta_3^1 \dots \sin \beta_n^1} \end{aligned} \right\}, \quad (36)$$

где  $\beta^1$  – противолежащий исходной стороне  $d^1$  каждого треугольника уравненный угол,  $\beta^2$  и  $\beta^3$  – противолежащие определяемым сторонам  $d^2$  и  $d^3$  соответственно уравненные углы; 1, 2, 3, ...,  $n$  – число треугольников.

Тогда, опуская промежуточные математические преобразования для функции общего вида, получим

$$\left. \begin{aligned} m_{d^2.n} &= d_n \frac{m_\beta}{\rho''} \Sigma \sqrt{\frac{2}{3} (ctg^2 \beta^1 + ctg \beta^1 ctg \beta^2 + ctg^2 \beta^2)} \\ m_{d^3.n} &= d_n \frac{m_\beta}{\rho''} \Sigma \sqrt{\frac{2}{3} (ctg^2 \beta^1 + ctg \beta^1 ctg \beta^3 + ctg^2 \beta^3)} \end{aligned} \right\} . \quad (37)$$

*Продольный и поперечный сдвиги триангуляционного ряда.* Опуская выводы формул для рассматриваемых погрешностей, приведем для цепи равносторонних треугольников формулы проф. П.С. Закатова для продольного  $m_L$  и поперечного  $m_Q$  сдвигов

$$m_L = m_Q = d \frac{m_\beta}{2\rho''} \sqrt{\frac{(n-1)(2n-1)n}{9} + 1} \quad (38)$$

или упрощено для  $n > 10$

$$m_L = m_Q = L \frac{m_\beta}{3\rho''} \sqrt{2n} . \quad (39)$$

Если цепочка треугольников опирается концами на опорные пункты, то вычисление соответствующих погрешностей можно производить по методике теодолитного хода.

### III. Ходы геометрического нивелирования

Точность ходов геометрического нивелирования характеризуется средней квадратической случайной погрешностью  $\eta$  и систематической  $\sigma$  на 1 км хода. Средняя квадратическая погрешность  $m_h$  геометрического нивелирования хода длиной  $L$  километров выразится формулой

$$m_h = \sqrt{\eta^2 L + \sigma^2 L^2} . \quad (40)$$

Как отмечалось выше, систематические погрешности оказывают заметное влияние на результаты высокоточного нивелирования; в ходах геометрического нивелирования средней и малой точности систематическими погрешностями пренебрегают и пользуются формулой

$$m_h = \eta \sqrt{L} . \quad (41)$$

### IV. Ходы тригонометрического (геодезического) нивелирования

На основании второго равенства (3) погрешность функции общего вида может быть представлена в следующем виде

$$m_h = \sqrt{\operatorname{tg}^2 v m_d^2 + d^2 \frac{m_v''^2}{\rho''^2 \cos^4 v}}$$

или при сравнительно малой величине угла наклона  $v$  средняя квадратическая погрешность нивелирования выразится

$$m_h = d \sqrt{\left(\frac{v''}{\rho''}\right)^2 \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 + \left(\frac{m_v''}{\rho''}\right)^2}. \quad (42)$$

При двухстороннем нивелировании средняя квадратическая погрешность будет иметь вид

$$m_h = \frac{d}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{v''}{\rho''}\right)^2 \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 + \left(\frac{m_v''}{\rho''}\right)^2}. \quad (43)$$

При прокладке тригонометрического хода число сторон будет равно  $n$ . Тогда средняя квадратическая погрешность тригонометрического нивелирования по ходу длиной  $L$  километров будет равна

$$m_h = \frac{d\sqrt{n}}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{v''}{\rho''}\right)^2 \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 + \left(\frac{m_v''}{\rho''}\right)^2}. \quad (44)$$

В некоторых случаях в превышения тригонометрического нивелирования вводятся поправки за кривизну Земли и рефракцию; эта поправка имеет вид  $\frac{1-k}{2R}d^2$ . Вызываемая ею погрешность в превышении обусловлена трудностью определения коэффициента  $k$  земного преломления. С учетом этой погрешности формулы (43) и (4) запишутся в следующем виде

$$m_h = \frac{d}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{v''}{\rho''}\right)^2 \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 + \left(\frac{m_v''}{\rho''}\right)^2 + \frac{d^2}{4R^2} m_k^2}. \quad (45)$$

$$m_h = \frac{d\sqrt{n}}{\sqrt{2}} \sqrt{\left(\frac{v''}{\rho''}\right)^2 \left(\frac{m_d}{d}\right)^2 + \left(\frac{m_v''}{\rho''}\right)^2 + \frac{d^2}{4R^2} m_k^2}. \quad (46)$$

## 2. УГЛОВЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

---

### 2.1. Сущность угловых измерений.

#### Принципиальная схема устройства угломерного прибора

Как отмечалось выше (рис. 1), для определения плановых координат точек местности, кроме измерения горизонтальных проложений,



отмечаются следы вертикальных плоскостей в виде дуг (отсчетов), образованных этими плоскостями и нулевым делением диска –  $oq$  и  $op$ . Градусные деления на диске подписываются с возрастанием по ходу часовой стрелки. Поэтому не только дуга, что видно и по чертежу, но и численное значение (отсчет) на правую точку 3 будет больше дуги и соответственно численного значения (отсчета) на левую точку 2, т.е. величина горизонтального угла будет равна

$$\beta = op - oq = N_3 - N_2, \quad (48)$$

где  $N$  – отсчеты по шкале диска.

Следовательно, угломерный прибор должен стоять из угломерного диска, который в этих приборах называется *лимбом*, и вертикальной плоскости или устройства, образующего вертикальную плоскость при вращении его вокруг горизонтальной оси. Это устройство в угломерном приборе состоит из *зрительной трубы*, которая вращается вокруг горизонтальной оси, установленной на двух подставках, и образует вертикальную плоскость, которая называется *коллимационной*. Подставки зрительной трубы закреплены на втором диске, помещаемом сверху над лимбом и соосно с ним. На этом диске, который в угломерном приборе называется *алидадой*, в виде нулевого штриха отмечен след вертикальной плоскости, образуемой визирной осью зрительной трубы. Кроме этих частей угломерный прибор должен иметь дополнительные устройства, обеспечивающие весь процесс измерения углов (рис. 4). В комплексе такой угломерный прибор называется теодолитом. Теодолиты, имеющие возможность изолированного вращения лимба горизонтального круга (повторительные теодолиты) и вертикальный круг для измерения вертикальных углов, называются тахеометрами. В настоящее время практически все теодолиты эт.е. тахеометры.

## 2. Принцип измерения вертикальных углов теодолитом (рис. 11,б).

Прежде всего, необходимо сделать несколько общих замечаний.

Вертикальные углы лежат в вертикальной плоскости и различают два вида вертикальных углов:

1) угол наклона - угол между горизонтальной плоскостью и направлением на данную точку и изменяется от  $0$  до  $90^0$ ;

2) зенитное расстояние – угол между отвесной линией и направлением на данную точку и изменяется от  $0$  до  $180^0$ .

Углы наклона измеряются теодолитами, у которых вертикальный круг, также состоящий из лимба и алидады, помещается в параллельной плоскости вращения визирной оси, и центр его совмещается с горизонтальной осью вращения зрительной трубы. При этом лимб наглухо крепится с корпусом зрительной трубы, а алидада соединена с одной из подставок ее. Нулевой диаметр лимба устанавливается параллельным (теоретически) визирной оси, а нулевой диаметр алидады

устанавливается на подставке в горизонтальное положение (теоретически). При таких условиях, наведя перекрестие сетки нитей на цель, дуга (отсчет) на лимбе между его нулевым делением и нулевым делением на алидаде будет определять угол наклона  $\nu$  данной линии (рис. 11,б). Действительно, при совмещении вертикальной плоскости, например, плоскости  $P_2$  с направлением на данную точку 2 визирная ось зрительной трубы, образующая эту плоскость, будет направлена по линии 1-2. Так как лимб вертикального круга лежит в этой плоскости и нулевой штрих его совмещен с визирной осью трубы, а алидада в процессе измерения остается неподвижной и нулевой диаметр ее теоретически должен находиться в горизонтальной плоскости, т.е. совпадать с линией 1-2<sub>0</sub>, то дуга  $oq$  (отсчет) по лимбу и будет искомым углом наклона  $\nu_2$ . Однако в действительности линия 1-2<sub>0</sub> занимает не горизонтальное положение 1-2<sub>0</sub>' и дуга  $oq'$  (отсчет  $N_1$ ) будет отличаться от искомого угла  $\nu_2$  на величину  $MO = oq' - oq$ , которая называется местом нуля вертикального круга.

Каким же образом все-таки можно получить правильное значение искомого угла наклона линии 1-2? Из анализа рис. 11,б видно, что если взять зеркальное изображение 2' точки 2, то искомый угол будет равен половине разности двух отсчетов  $N_1$  и  $N_2$ . Так как при измерении вертикальных углов вращается лимб, а не алидада, то в этом случае один из отсчетов  $N_1$  будет положительным, а другой  $N_2$  отрицательным или дополнением до  $360^0$ . Это зависит от оцифровки вертикального круга. Отсюда видно, что искомый угол наклона линии 1-2 будет равен:

$$+\nu_2 = +N_1 - (+MO) \quad \text{и} \quad +\nu_2 = +MO - (-N_2). \quad (a)$$

Сложив левые и правые члены равенств, получим:

$$\nu_2 = \frac{N_1 - MO + MO - N_2}{2} = \frac{N_1 - N_2}{2}. \quad (49)$$

Откуда же возьмутся эти два отсчета, если отсутствует точка 2' зеркального изображения точки 2? Графически эта задача может быть решена следующим образом.

Если взять отсчет на точку 2 и повернуть вертикальный круг вокруг горизонтальной оси 1-2<sub>0</sub> на  $180^0$ , то визирный луч 1-2 расположится по направлению 1-2'. Тем самым полученный ранее отсчет на точку 2 будет отнесен к отсчету  $N_2$  на ее зеркальное изображение точку 2'.

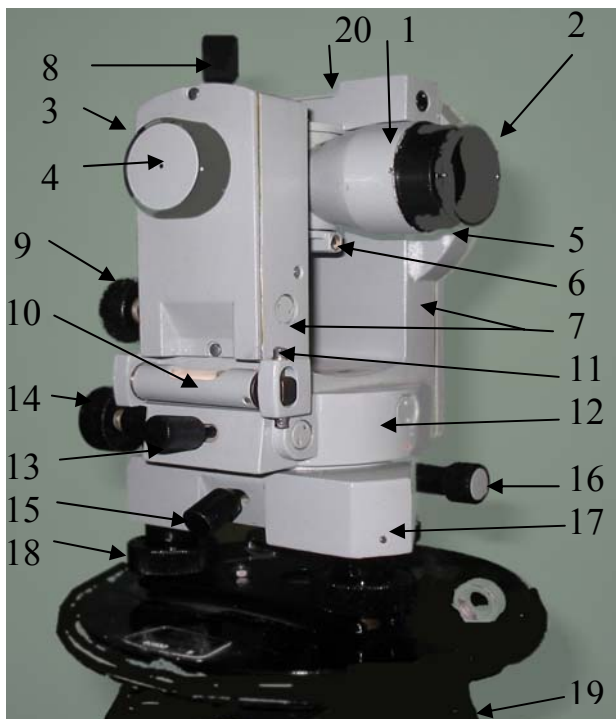
*Примечание.* При повороте вертикального круга на  $180^0$  отсчетный диаметр алидады 1-2<sub>0</sub>' переместится также в зеркальное положение, т.е. на рис. 3,б отсчет  $N_2$  по абсолютной величине будет равен отсчету  $N_1$ .

Выполнив повторное визирование на точку 2, получим новый

недостающий отсчет  $N_1$ , равный по абсолютной величине на рис.11,б отсчету  $N_2$ .

Здесь следует остановиться на двух моментах практических действий при измерении вертикальных углов: поворот вертикального круга вокруг горизонтальной оси на  $180^0$ , и из какого отсчета в формуле (48) следует вычитать другой отсчет.

Первый момент реализуется следующим образом. Выполнив визирование на точку 2 и взяв соответствующий отсчет по вертикальному кругу, зрительную трубу переводят через зенит по направлению линии 2-1. Затем поворачивают алидаду горизонтального круга на  $180^0$ . В результате этих действий визирная ось будет направлена на точку 2'. Произошел поворот вертикального круга вокруг горизонтальной линии 1-2<sub>0</sub> на  $180^0$ . После этого снова визируют на точку 2 и берут новый отсчет. Первоначальный отсчет после указанных поворотов зрительной трубы и алидады и будет отсчетом на точку 2' зеркального изображения точки 2. В геодезической практике эти действия называют измерением угла наклона при двух положениях вертикального круга – при круге право *П* и круге лево *Л*. Понятие круг право (круг лево) означает положение вертикального круга в процессе измерений относительно зрительной трубы. На рис. 12 по отношению к наблюдателю вертикальный круг располагается слева от зрительной трубы.



- 1 - зрительная труба, 2- объектив,
- 3 – окуляр, 4 - фокусирующий винт кремальеры,
- 5 – вертикальный круг,
- 6 – диоптр, 7 – подставки зрительной трубы,
- 8 – закрепительный винт трубы,
- 9 – микрометрический винт трубы,
- 10 – цилиндрический уровень,
- 11 – исправительный винт уровня,
- 12 – горизонтальный круг,
- 13 – закрепительный винт алидады горизонтального круга,
- 14 – микрометрический винт алидады,
- 15 - закрепительный винт лимба,
- 16 – микрометрический винт лимба,
- 17 – подставка теодолита с тремя подъёмными винтами 18,
- 19 – штатив, 20 – цилиндрический уровень при зрительной трубе.

Рис. 12. Схема оптического теодолита 2Т30 и основных частей его

По второму моменту следует отметить, что от перестановки отсчетов в формуле (48) меняется знак измеряемого угла наклона, а не величина. Поэтому за  $N_1$  в формуле используется отсчет, отвечающий действительному значению измеряемого угла. Эти значения будут при круге право, если лимб вертикального круга подписан по ходу часовой стрелки, и при круге лево, если лимб подписан против хода часовой стрелки или имеет секторную оцифровку: положительные деления подписаны против хода часовой стрелки, а отрицательные – по ходу часовой стрелки. Во всех оптических теодолитах таким отсчетом является отсчет, полученный при круге лево, и, следовательно, формула (49) в общем виде может быть представлена следующим образом:

$$v = \frac{L - П}{2}, \quad (50)$$

где  $L$ ,  $П$  – отсчеты по вертикальному кругу, полученные при этом положении круга.

Таким образом, для определения угла наклона какой-либо линии местности необходимо выполнить визирование по этой линии при двух кругах теодолита и взять отсчеты по вертикальному кругу. При большом количестве наблюдаемых точек объем измерительных работ будет значительным. В целях сокращения объема измерений углы наклона могут быть вычислены и по зависимостям (а), т.е.

$$v = L - MO \quad \text{или} \quad v = MO - П. \quad (51)$$

Для нахождения величины места нуля  $MO$  рассмотрим эти равенства именно с этой позиции:

$$L - MO = MO - П \quad \text{или} \quad 2MO = L + П.$$

Отсюда

$$MO = \frac{L + П}{2}. \quad (52)$$

Таким образом, горизонтальный и вертикальный круги являются главными частями теодолита, при помощи которых измеряются горизонтальные и вертикальные углы.

## 2.2. Классификация теодолитов

Существующие отечественные теодолиты классифицируют по разным признакам: по назначению, по точности измерения углов, конструкции отсчетных устройств и физической природы изготовления кругов.

По области применения теодолиты подразделяются на: астрономические ( $AУ2''/10''$ ,  $AУ2''/2''$ ), геодезические ( $T05$ ,  $T1$ ,  $T2$ ,  $T5$ ,  $T15$ ,  $T30$ ,  $T60$  и их модификации), маркшейдерские ( $T15M$ ,  $T30M$  и их модификации) и другие ( $ТН$  – теодолит-нивелир,  $ТТП$  – теодолит



проектировочный и специализированные теодолиты – гиротеодолиты, фототеодолиты, лазерные теодолиты, электронные, кодовые и т.п.).

По точности теодолиты делятся на: высокоточные, точные и технические. *Высокоточные* теодолиты позволяют в лабораторных условиях измерять угол полным приемом со средней квадратической погрешностью  $m \leq 1''$ , *точные* – с  $1'' \leq m \leq 10''$  и *технические* – с  $m \geq 10''$ .

Согласно ГОСТу теодолиты имеют аббревиатуру  $Tm''$ , т.е. обозначаются буквой Т и числом, соответствующим средней квадратической ошибке измерения угла, например, Т15 – теодолит с точностью измерения угла  $15''$ . Почти все теодолиты базовой серии Т имеют модификации 2Т или 3Т, например, 2Т2, 2Т5, 2Т15, 2Т30 или 3Т2КП, 3Т2КА, 3Т5КП и 4Т15П. Буква А обозначает теодолит с автоколлимационным окуляром, К – с компенсатором, П – зрительная труба с прямым изображением.

*Высокоточные теодолиты* Т05 и Т1 предназначены для угловых измерений в триангуляции 1 и 2 классов.

*Точные теодолиты* Т2 и их модификации предназначены для угловых измерений в триангуляции и полигонометрии 3 и 4 классов, а также в процессе разбивочных работ в строительстве; Т5 и их модификации – для измерения углов в триангуляции и полигонометрии 1 и 2 разрядов, в процессе переноса проекта в натуру и производства маркшейдерских работ на земной поверхности (рис. 13, б).

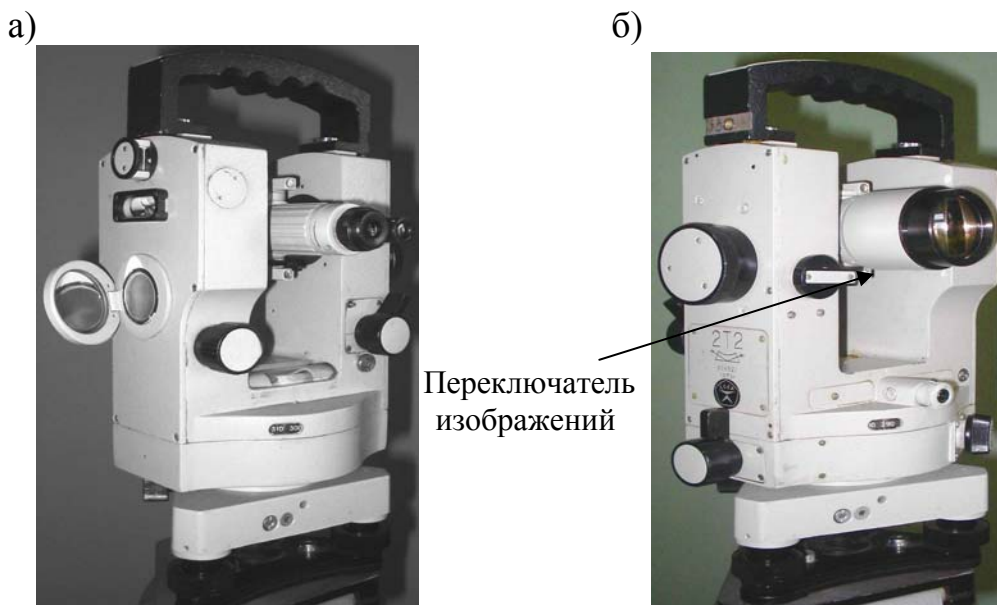


Рис. 13. Вид оптических точных теодолитов: а) – Т2, б) – 2Т2

*Технические* Т15, Т30 и Т60 и их модификации – для измерения углов в процессе топографических съемок, решения различных инженерно-геодезических задач в строительстве и выполнения

маркшейдерских работ на земной поверхности и в подземных выработках (рис. 12, 15).

По виду отсчётных устройств различают *верньерные* и *оптические* теодолиты.

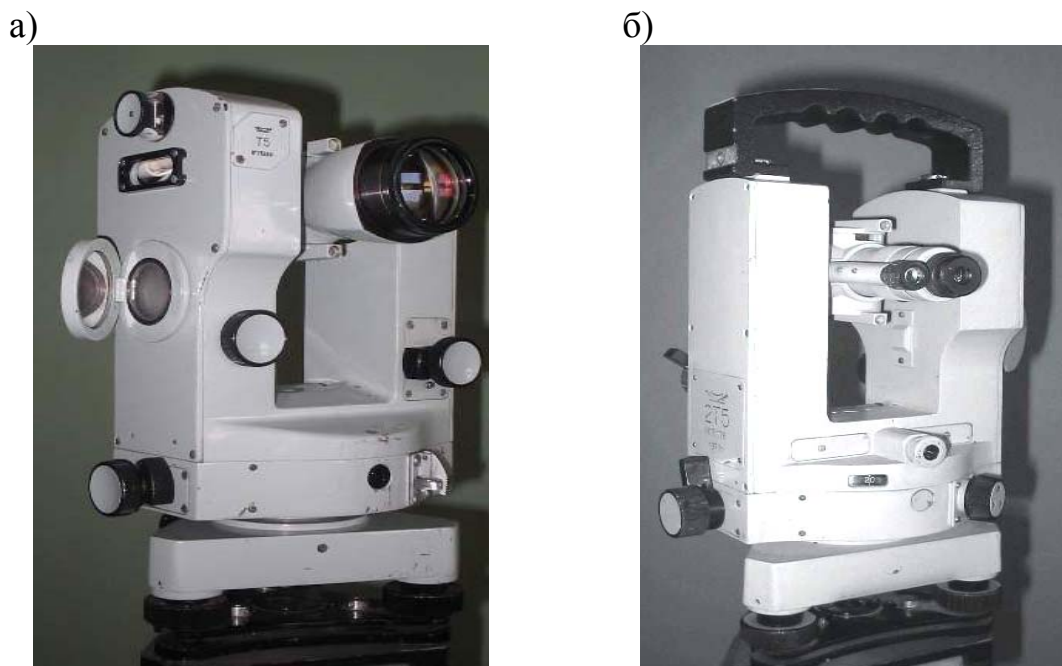


Рис. 14. Вид оптических точных теодолитов: а) – Т5, б) – 2Т5

*Отсчётом* по угломерному прибору называется угловая величина дуги между нулевыми штрихами лимба и алидады. Штрихи лимба, между которыми располагается индекс алидады, называются младшим и старшим штрихами. Для оценки интервала между младшим штрихом лимба и индексом алидады и служат отсчётные устройства.

*Верньерные* отсчётные устройства используются в теодолитах с металлическими кругами (Т50, Т5), которые в настоящее время отечественной промышленностью не выпускаются. Принцип взятия отсчетов при помощи верньеров аналогичен принципу работы со штангель-циркулем.

*Оптические* отсчетные устройства используются в теодолитах со стеклянными угломерными кругами. Такие теодолиты называются оптическими; в них с помощью оптической системы изображения горизонтального и вертикального кругов передаются в поле зрения специального микроскопа. При наличии стеклянных кругов и оптических систем передачи изображений их в поле зрения микроскопа отпала необходимость включения в конструкцию приборов традиционных алидадных кругов. Вместо них в оптические системы передачи изображений угломерных кругов помещены отсчетные

устройства, которые и выполняют функцию отсчетных устройств ранее существовавших алидад.



Рис. 15. Вид оптического технического теодолита 4Т15П

Применение оптических отсчетных устройств привело к некоторым конструктивным изменениям угломерных приборов. Так подставки зрительной трубы и вообще вся верхняя часть теодолита располагается уже не на алидаде горизонтального круга, а на ее оси специальной конструкции.

Отсчетные устройства в современных оптических теодолитах, как правило, представляют собой штриховые или шкаловые микроскопы.

Однако существуют и иные отсчетные устройства. Так отсчетная система высокоточных теодолитов основана на совмещении диаметрально противоположных штрихов лимба с помощью микromетра с оптическими клиньями. Двухстороннее отсчитывание имеет и теодолит Т2 и его модификация 2Т2 (рис. 16, 17). В поле зрения микроскопа выводятся изображение противоположных сторон лимба (левое окошко) и шкалы микromетра (правое окошко). При помощи барабана микromетра противоположные штрихи лимба совмещаются, и берется отсчет: значение градусов берется в левом окошке по верхней шкале слева по отношению к противоположному штриху в нижнем окошке –  $154^{\circ}$ ; величина десятков минут определяется по количеству делений между противоположными штрихами лимба, умноженными на 10:  $5 \times 10 = 50'$ ; значение единиц минут и секунд берётся по показаниям микromетра в правом окошке:  $3' 36,2''$ .

Таким образом, полный отсчёт по угломерному кругу на рис.8 будет равен

$$N = 154^{\circ} 53' 36,2''.$$

В настоящее время выпуск теодолитов Т2 прекращён и налажен выпуск его модификации 2Т2, поле зрения которого показано на рис.17. Как видим величины градусов и десятков минут выделены в отдельное окошко, причём десятки минут определяются по положению значения градусов –  $136^{\circ} 30'$ . Единицы минут и секунды берутся также по микromетру:  $4' 36,6''$ .

Полный отсчёт в этом случае будет равен

$$N = 136^{\circ} 34' 36,6''$$

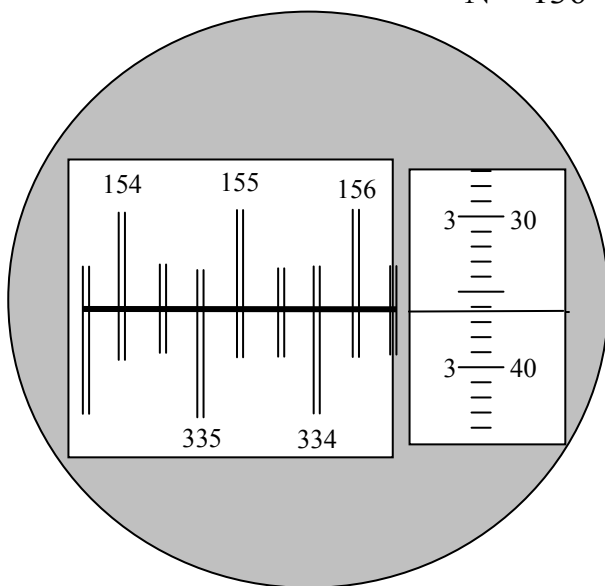


Рис. 16. Поле зрения отсчетного микроскопа теодолита Т2

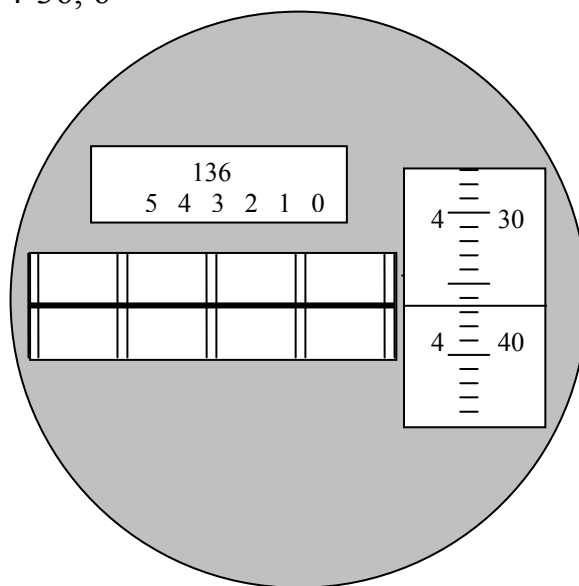


Рис. 17. Поле зрения отсчетного микроскопа 2Т2

Следует отметить, что изображения угломерных кругов передаются в поле зрения микроскопа отдельно при помощи специального переключателя (рис. 13).

Что касается отсчетных устройств точных и технических теодолитов, то они разнообразны, но большее распространение получили шкаловые микроскопы.

Оптические теодолиты Т5, Т15, Т30 и Т60 имеют одностороннюю систему отсчитывания по угломерным кругам с передачей изображения штрихов лимба в поле зрения штрихового или шкалового микроскопа.

Микроскоп Т5 имеет шкалы для горизонтального и вертикального кругов, каждая из которых разделена на 60 частей. Так как цена деления лимба равна  $1^{\circ}$ , то одно деление шкалы соответствует  $1'$  (рис.18). При отсчете по микроскопу десятые доли наименьшего деления шкалы оцениваются на глаз с точностью  $0,1'$ .

В модификациях базовых теодолитов, как правило, применяют секторную оцифровку вертикальных кругов: от нулевого штриха лимба по ходу часовой стрелки градусные деления подписываются со знаком минус, а против хода – со знаком плюс. Шкала микроскопа вертикального круга также подписывается с учетом положительного или отрицательного наклона зрительной трубы.

Таким образом, отсчеты по микроскопу теодолита Т5 будут равны:

по вертикальному кругу:  $N = 15^{\circ} 26,0'$ ;  
 по горизонтальному кругу:  $N = 168^{\circ} 52,8'$ .

По шкалам же микроскопа теодолита 2Т5 и Т15 отсчеты будут равны (рис. 19):

по горизонтальному кругу –  $271^{\circ} 03,3'$ ;

по вертикальному кругу –  $3^{\circ} 02,0'$ .

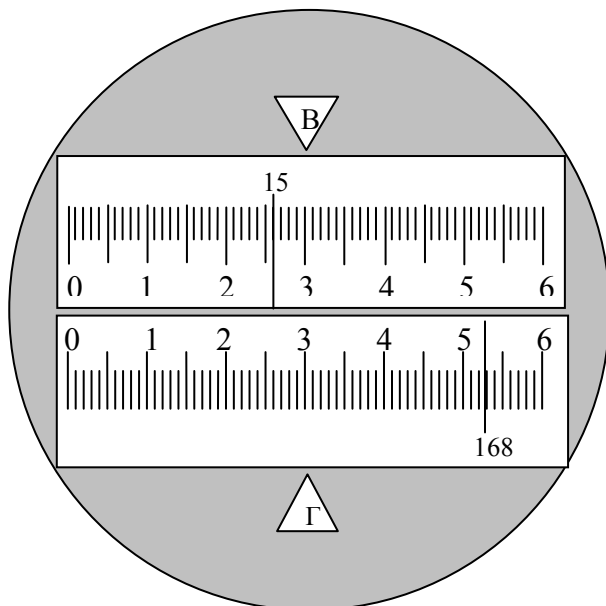


Рис. 18. Поле зрения отсчетного микроскопа теодолита Т5

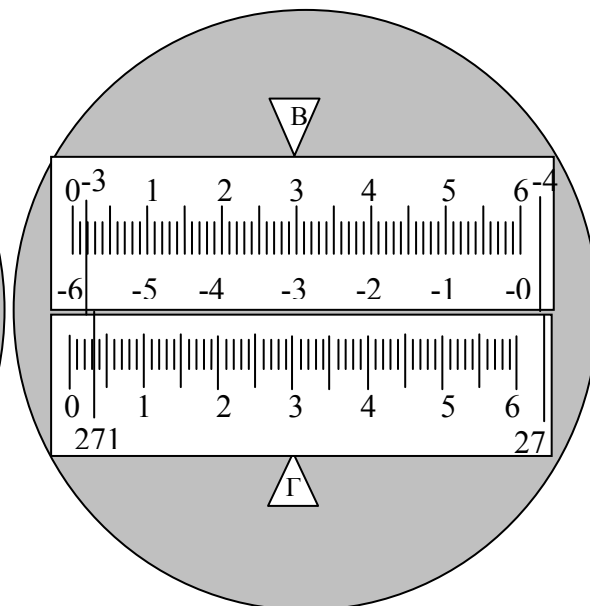


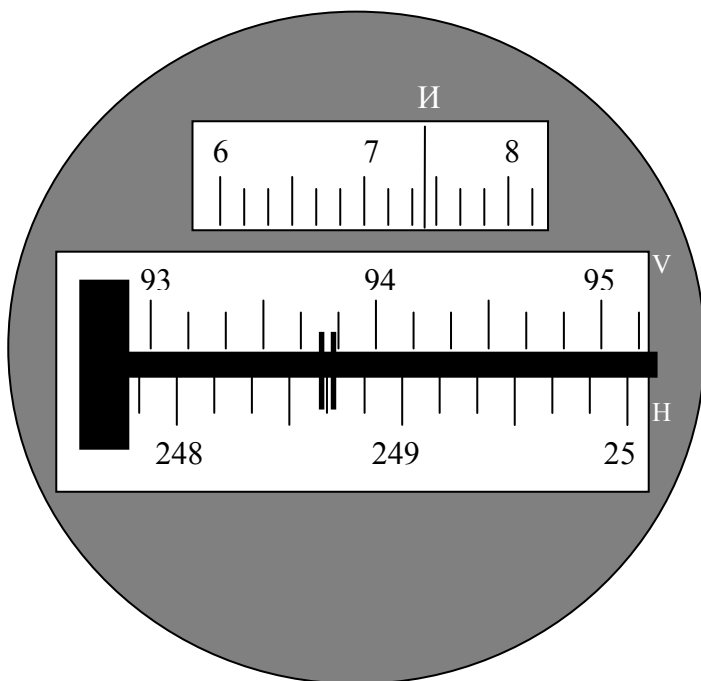
Рис. 19. Поле зрения отсчетного микроскопа теодолита 2Т5 и Т15

Следует отметить, что каждая модификация базовых приборов несет в себе те или иные изменения, в том числе и в отсчетных устройствах. Так в модификации теодолита 4Т15П (рис.15) отсчетное устройство дополнено микрометром, что позволяет повысить точность взятия отсчетов по лимбам горизонтального и вертикального кругов прибора, не усложняя при этом сам процесс отсчитывания. Общий вид отсчетного устройства теодолита этой модификации показан на рис. 20.

На темном фоне поля зрения микроскопа показаны два окошка: основного и дополнительного.

В основное окошко помещены две шкалы градусных делений лимбов вертикального (V) и горизонтального (H) кругов теодолита. Градусные деления разделены на 6 равных частей, т.е. цена наименьшего деления лимбов равна 10 минутам. Кроме этого на обе шкалы проектируется биссектор (||) микрометра. Биссектор перемещается при помощи вращения винта микрометра, полный оборот которого равен наименьшему делению лимба, т.е. 10 минутам. В свою очередь одно деление лимба помещено в дополнительном окошке в виде общей для горизонтального и вертикального кругов шкалы минутных делений. Минутные деления разделены на 6 равных частей, т.е. цена наименьшего деления минутной шкалы равна 10 секундам. Для отсчитывания минут и его частей в поле зрения этой шкалы помещен неподвижный штрих (И),

относительно которого при вращении винта микрометра перемещается шкала минут и берутся величины единиц минут, десятки и единицы секунд.



Отсчет по основной шкале лимба горизонтального круга будет равен:

$$N_1 = 248^{\circ} 40';$$

по дополнительной шкале –

$$N_2 = 07' 26''.$$

Общий отсчет по горизонтальному кругу будет равен:

$$N = 248^{\circ} 47' 26''.$$

Рис. 20. Поле зрения отсчетного микроскопа теодолита 4Т15П

Таким образом, отсчеты по горизонтальному или вертикальному кругам теодолита 4Т15П берутся следующим образом (рис. 20).

На рисунке показан порядок взятия отсчета по горизонтальному кругу. Для этого винтом микрометра перемещают биссектор до момента совмещения его с одним из штрихов основной шкалы отсчетного устройства и берут отсчет: в основном окошке градусы – 248 и десятки минут – 40, в дополнительном окошке единицы минут – 07 и десятки секунд – 20, а единицы секунд при этом определяются на глаз – 06.

Отсюда полный отсчет по горизонтальному кругу будет равен:

$$248^{\circ} 47' 26''.$$

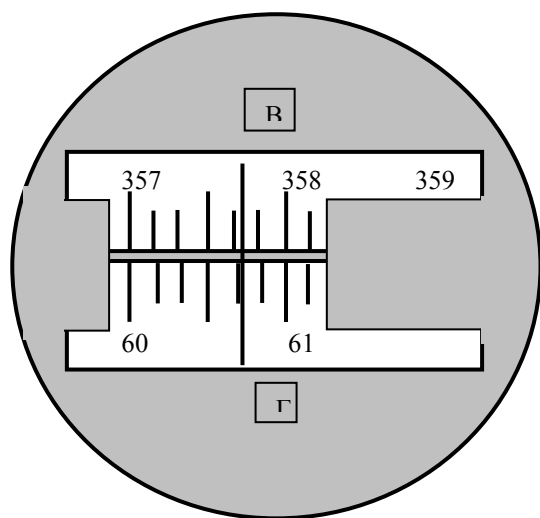
Аналогично поступают при взятии отсчета по вертикальному кругу.

Теодолиты Т30 и 2Т30 также имеют одностороннюю отсчётную систему.

В штриховом микроскопе отсчёты берут по неподвижному индексу с оценкой десятых долей наименьшего деления лимба на глаз.

В шкаловом микроскопе отсчёты берут по градусному штриху лимба угломерных кругов с оценкой интервала между ним и нулевым штрихом шкалы. Так как цена деления шкал отсчетного микроскопа равна  $5'$ , то десятые доли наименьшего деления шкалы оцениваются на глаз с точностью  $0,5'$ .

Таким образом, отсчеты по штриховому и шкаловому микроскопам отсчетных устройств теодолитов Т30 и 2Т30 будут равны соответственно (см. рис. 21 и 22).



Отсчёты по штриховым микроскопам теодолитов Т30 равны:

по горизонтальному кругу –

$$60^{\circ} 40,5';$$

по вертикальному кругу –

$$357^{\circ} 4,5'.$$

Рис. 21. Поле зрения отсчетного штрихового микроскопа

Отсчеты по шкаловым микроскопам теодолитов 2Т30 будут равны:  
 по горизонтальному кругу – а)  $N = 155^{\circ} 38,5'$  и б)  $N = 354^{\circ} 38,5'$ ;  
 по вертикальному кругу – а)  $N = 11^{\circ} 28,0'$  и б)  $N = -9^{\circ} 28,0'$ .

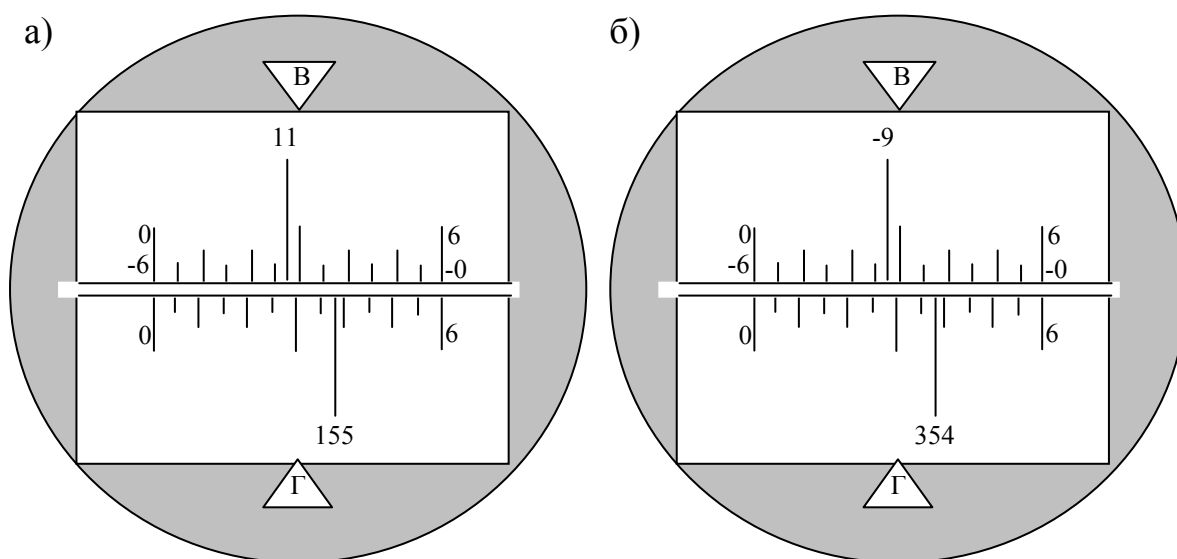


Рис.22. Поле зрения отсчетного шкалового микроскопа теодолита 2Т30  
 а) при положительном угле наклона б) при отрицательном угле наклона

*Электронные теодолиты.* В настоящее время отечественной промышленностью налажен выпуск точных теодолитов с использованием системы отсчета с оптикоэлектронным сканированием, позволяющим автоматизировать процесс угловых измерений и повысить точность.

На рис. 23 показан электронный тахеометр 5-ти секундной точности Уральского оптико-механического завода. Данный теодолит имеет дисплейную панель управления и регистратор. Клавишами задают режим работы теодолита, на экран дисплея выводятся значения измеренных углов. Регистратор хранит записанную информацию, ведёт математическую обработку результатов измерений согласно с заданной программой.

Электронное обеспечение теодолита совместимо с персональным компьютером. В комплект прибора входят специальные рейки-отражатели, при помощи которых автоматизирован и процесс измерения расстояний (рис. 24).



Рис. 23. Вид электронного теодолита-тахеометра 3Та5Р



Рис. 24. Вид комплекта призмных отражателей

### 2.3. Зрительные трубы

Для визирования на удалённые предметы в геодезических приборах используют зрительные трубы. Современные зрительные трубы представляют собой трубу Кеплера с внешней фокусировкой, но более совершенной конструкции. В настоящее время в геодезических приборах, как правило, используются зрительные трубы с внутренней фокусировкой (рис. 25).

Как видим, оптическая система зрительной трубы состоит из объектива 1, окуляра 2, фокусирующей линзы 7, которая перемещается внутри трубы при помощи вращения винта 4 кремальеры 5, и сетки нитей 3, прикрытой во время работы колпачком 6. Сетка нитей представляет собой систему штрихов, нанесенной на стеклянной пластине 10, которая



помещается в диафрагме 11 перед окуляром и удерживается исправительными винтами 8. Виды сеток нитей, применяемых в современных геодезических приборах, показаны на рис. 26.

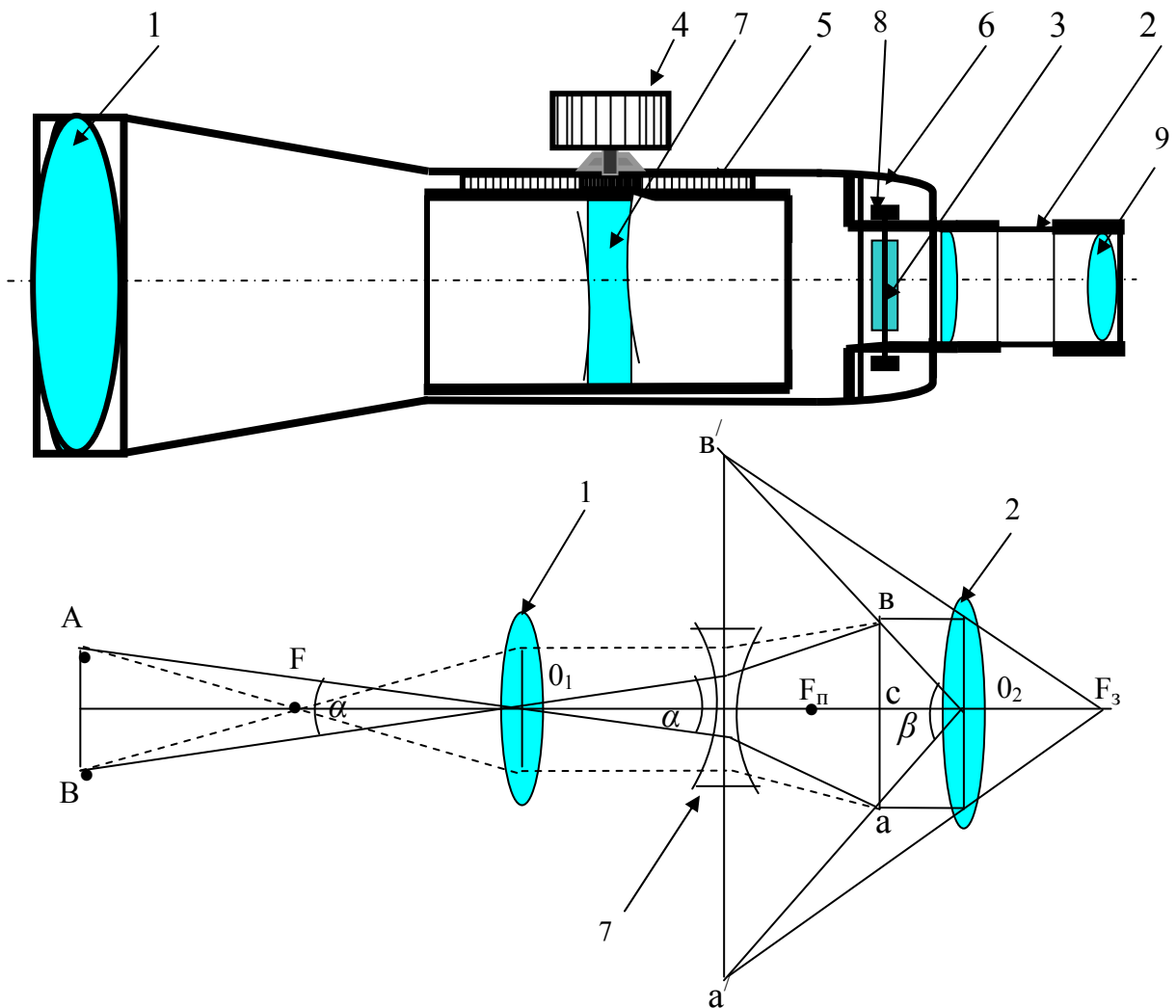


Рис. 25. Схема зрительной трубы с внутренней фокусировкой и ее оптической системы.

Основные штрихи 12 сетки служат для наведения трубы на цель в горизонтальной и вертикальной плоскостях. Двойной вертикальный штрих 13 называется *биссектором*. В некоторых случаях визирование на цель при помощи биссектора выполняется точнее, чем одной нитью.

Воображаемая линия  $sO_1$ , соединяющая перекрестие сетки нитей и оптический центр объектива, называется *визирной осью* зрительной трубы, а ее продолжение до наблюдаемой цели – *линией визирования*. Линия, соединяющая оптические центры объектива и окуляра, называется *оптической осью* трубы. Кроме этого зрительная труба имеет *геометрическую ось* – линию симметрии трубы, проходящую через центры поперечных сечений цилиндра трубы.

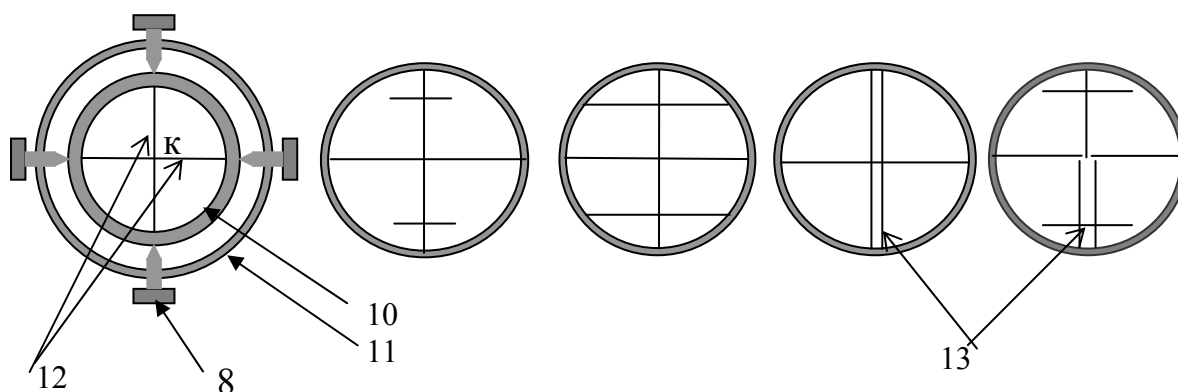


Рис. 26. Схема различных систем сеток нитей

При производстве измерений, как правило, визируют на сравнительно удаленные от прибора цели. Поэтому наблюдаемый предмет АВ всегда находится вне фокусного расстояния  $0_1F$  объектива, а изображение  $ав$  предмета в трубе по законам геометрической оптики будет действительным уменьшенным и перевернутым. Чтобы увеличить это изображение, в трубу помещают окуляр таким образом, чтобы расстояние  $с0_2$  было меньше фокусного расстояния  $0_2 F_n$ . В этом случае изображение  $ав'$ , полученное окуляром, по тем же законам оптики получится мнимым и увеличенным.

Для того чтобы выполнить правильное визирование на цель, наблюдатель должен отчетливо видеть в поле зрения трубы и сетку нитей, и изображение цели или, как принято говорить, произвести установку зрительной трубы для наблюдений. Установка трубы для наблюдений складывается из установки ее по глазу и по предмету.

*Установка трубы по глазу* производится при помощи фокусирующего (диоптрийного) кольца 9 окуляра до получения четкой видимости штрихов сетки нитей; она выполняется *перед началом работ* каждым наблюдателем в зависимости от остроты его зрения.

*Установка трубы по предмету* выполняется в процессе наведения перекрестия сетки нитей на цель при помощи фокусирующей линзы – винта кремальеры 4, переместив действительное изображение  $ав$  в плоскость сетки нитей 3.

Визирование считается выполненным, если наблюдаемая цель совмещена с пересечением основных нитей сетки – точкой  $к$ . При этом, как отмечалось выше, плоскость изображения предмета (цели) должна совпадать с плоскостью сетки нитей, в противном случае возникает так называемый *параллакс*. Параллакс устраняется более точной фокусировкой на предмет, что повышает точность визирования. При отсутствии параллакса незначительное перемещение глаза наблюдателя относительно окуляра не вызывает смещения сетки нитей с наблюдаемой цели.

*Увеличение зрительной трубы.* Увеличением трубы  $\Gamma$  называется отношение угла  $\beta$ , под которым изображение предмета видно в трубу, к углу  $\alpha$ , под которым предмет виден невооруженным глазом (рис. 25), т.е.

$$\Gamma = \frac{\beta}{\alpha}. \quad (53)$$

Угловое увеличение слабо характеризует зрительную трубу, поэтому аргументы формулы (53) целесообразно заменить более определенными значениями, например, фокусными расстояниями объектива и окуляра. Для этого рассмотрим ход лучей в простейшей зрительной трубе с внешней фокусировкой (рис. 27).

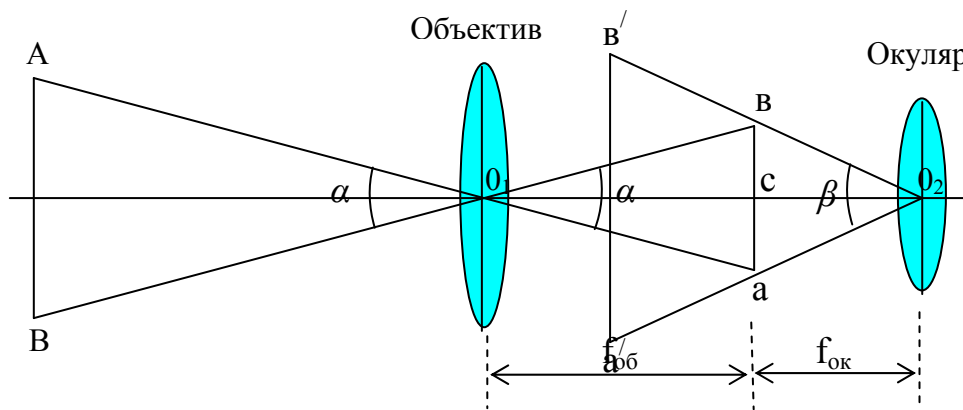


Рис. 27. Схема определения увеличения зрительной трубы

Из геометрической оптики известно, что действительное изображение  $av$  бесконечно удаленного предмета  $AB$  будет получено в плоскости, проходящей через точку заднего фокуса объектива, т.е. на расстоянии  $O_1c$  равным  $f_{об}$  (рис. 27). В тоже время предельное положение окуляра относительно действительного изображения  $av$  не может быть больше фокусного расстояния его, т.е. предельная величина отрезка  $cO_2$  равна  $f_{ок}$ , в противном случае никакого увеличения трубы вообще не будет.

Из анализа треугольников  $O_1vc$  и  $cvO_2$  видно, что отрезок  $cv$  ( $ca$ ) будет равен:

$$cv = f_{об} \operatorname{tg} \frac{\alpha}{2} = f_{ок} \operatorname{tg} \frac{\beta}{2} \quad \text{или по малости углов} \quad f_{об} \frac{\alpha}{2\rho} = f_{ок} \frac{\beta}{2\rho}.$$

Отсюда  $\frac{\beta}{\alpha} = \frac{f_{об}}{f_{ок}}$ , т.е. увеличение зрительной трубы будет равно

$$\Gamma = \frac{f_{об}}{f_{ок}}. \quad (54)$$

Таким образом, увеличение зрительных труб с внешней фокусировкой зависит от величин фокусных расстояний объектива и окуляра. Однако, как отмечалось выше, в современных геодезических приборах применяется внутренняя фокусировка. Включение же в

оптическую систему трубы фокусирующей линзы приводит к качественному изменению функции объектива. Совместное действие объектива и фокусирующей линзы равносильно действию одной собирающей линзы с *переменным* фокусным расстоянием, называемой *телеобъективом*. Это означает, что увеличение зрительных труб с внутренней фокусировкой есть величина переменная. Поэтому для определения реального увеличения зрительной трубы используют методику непосредственного подсчета числа делений рейки, видимых невооруженным глазом, помещающихся в одном делении, видимом в трубу (рис. 28). Для этого устанавливают рейку на расстоянии 5 – 10 м от прибора и смотрят на нее одновременно двумя глазами: одним – непосредственно на рейку, другим – через трубу. При этом увеличенное в трубе изображение одного деления рейки проектируется на рейку, видимую невооруженным глазом, и подсчитывается число делений рейки в интервале одного увеличенного деления. Это число и будет увеличением зрительной трубы (рис. 28,  $\Gamma = 20^x$ ).

Трубы геодезических приборов имеют увеличение от 15 до  $60^x$  и более.

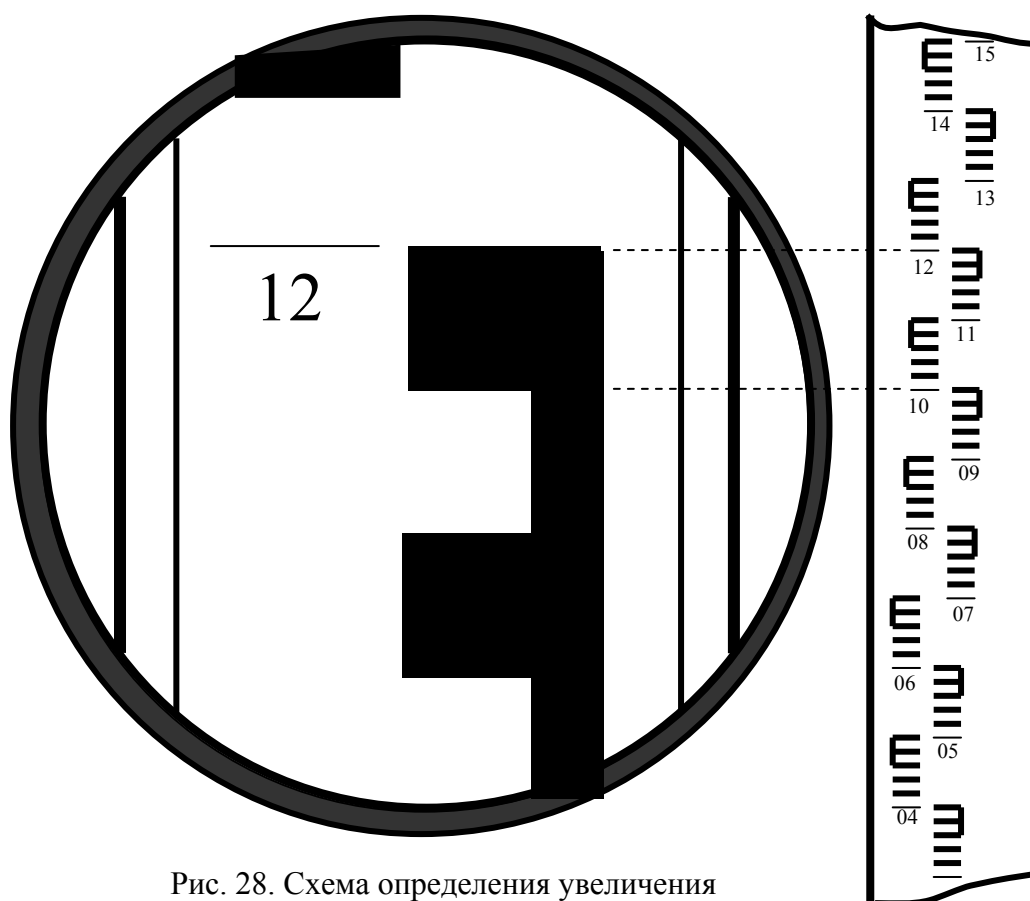


Рис. 28. Схема определения увеличения зрительной трубы

*Точность визирования зрительной трубой.* Разрешающая способность человеческого глаза принято считать равной  $60''$ .

Разрешающая способность – предельно малый угол, при котором глаз человека еще воспринимает раздельно две точки. Поэтому погрешность визирования невооруженным глазом принимается равным этой величине, т.е.  $60''$ .

При рассматривании предмета в зрительную трубу предельная погрешность визирования уменьшается пропорционально увеличению  $\Gamma$  трубы и равна:

$$m_{\Gamma} = \frac{60''}{\Gamma}. \quad (55)$$

Таким образом, чем больше увеличение зрительных труб, тем точнее выполняется визирование на цель.

В настоящее время в геодезических приборах, как правило, применяются трубы с зеркально-линзовыми объективами системы Д.Д. Максудова. Такие трубы при малой их длине имеют большое увеличение.

*Поле зрения зрительной трубы.* Коническое пространство, видимое в трубу при неподвижном ее положении, называется полем зрения. Поле зрения измеряется углом  $\beta$  (угол зрения), вершина которого совпадает с оптическим центром объектива, а стороны опираются на диаметр  $ab$  сеточной диафрагмы (рис. 29). Величина поля зрения вычисляется по формуле

$$\beta = \frac{38,2^{\circ}}{\Gamma}, \quad (56)$$

т.е. угол поля зрения обратно пропорционален увеличению зрительной трубы – чем больше увеличение трубы, тем меньше ее угол зрения.

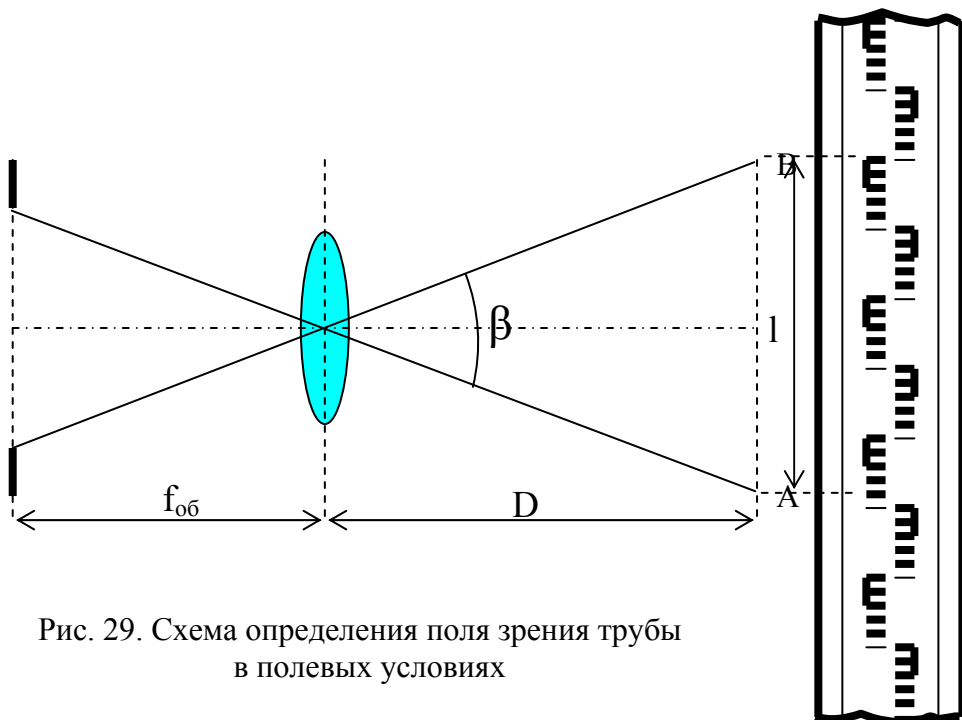


Рис. 29. Схема определения поля зрения трубы в полевых условиях

На практике для определения угла поля зрения трубы на некотором расстоянии  $D$  от объектива устанавливают рейку и определяют по ней величину отрезка  $l$ , видимого в трубу между краями поля зрения (рис.29). Тогда

$$\frac{l}{2} = D \operatorname{tg} \frac{\beta}{2},$$

или по малости угла

$$\beta = \frac{l}{D} \rho'. \quad (57)$$

Например, при  $D = 30$  м величина  $l$  оказалась равной 90 см. Отсюда угол поля зрения данной трубы будет равен:  $\beta = (0,90 \text{ м}/30 \text{ м}) \times 3438' = 1,7^\circ$ .

В геодезических приборах зрительные трубы имеют углы поля зрения в пределах от  $30'$  до  $2^\circ$ .

#### 2. 4. Уровни и их устройство

Уровни предназначены для установки осей или плоскостей геодезических приборов в вертикальное или горизонтальное положение.

Уровни применяются также в виде самостоятельных устройств при монтаже технологического оборудования и в строительстве.

По своей конструкции различают цилиндрические и круглые (сферические) уровни.

*Цилиндрический уровень* представляет собой стеклянную трубку (ампулу) 1, верхняя внутренняя поверхность которой отшлифована по дуге определенного радиуса  $R$  (рис. 30). В зависимости от назначения уровня радиус кривой бывает от 3,5 до 200 м.

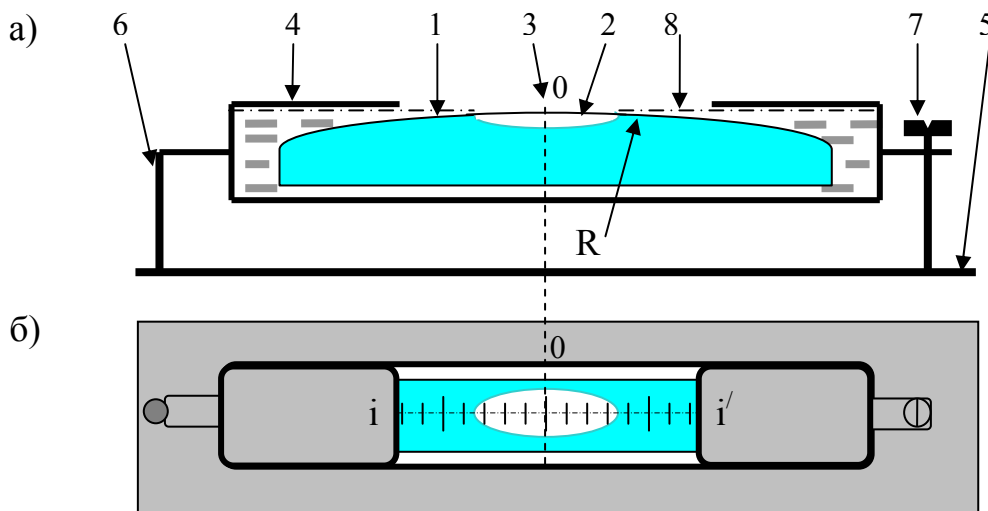


Рис. 30. Схема устройства цилиндрического уровня: а) вид сбоку, б) вид сверху.

Ампула заполняется нагретой до  $60^{\circ}\text{C}$  легкоподвижной жидкостью (серным эфиром или спиртом) и запаивается. После охлаждения жидкость сжимается и в ампуле образуется пространство 2, заполненное парами этой жидкости, которое называется *пузырьком уровня*. Ампулу помещают в металлическую оправу 4, которая закрепляется на некоторой площадке 5 при помощи шарнирного упора 6 с одного конца и исправительного винта 7 с другого конца оправы. На наружной поверхности ампулы через 2 мм нанесены штрихи. Средний штрих 3 (0) шкалы принимается за нулевой и называется *нуль-пунктом* уровня. Касательная 8 ( $ii'$ ) к внутренней дуге уровня в нульпункте его называется *осью уровня*.

Пузырек уровня всегда стремится занять наивысшее положение в ампуле, поэтому при расположении пузырька симметрично относительно нуль-пункта ось уровня занимает горизонтальное положение. При наклоне оси уровня его пузырек перемещается. Это свойство используют для приведения отдельных частей прибора в горизонтальное или вертикальное положение. Уровни различаются в зависимости от цены деления, чувствительности и конструкции.

*Ценой деления уровня  $\tau$*  называется угол наклона оси уровня при смещении его пузырька на одно деление, т.е.

$$\tau = \frac{l}{R}\rho, \quad (58)$$

где  $l$  – линейная величина одного деления уровня;  $\rho$  – величина в угл.с.

Линейная величина одного деления, как правило, равна 2 мм, поэтому его цена зависит от радиуса  $R$ . Чем больше радиус, тем меньше цена деления уровня

В геодезических приборах используют цилиндрические уровни с ценой деления от  $1''$  до  $2'$ . В технических теодолитах цена деления уровней колеблется в пределах  $15-60''$ . Цена деления служит мерой чувствительности уровня.

*Чувствительностью уровня* называется способность его пузырька быстро и точно занимать наивысшее положение в ампуле. Минимальный угол наклона оси уровня, при котором еще ощущается перемещение пузырька невооруженным глазом, называется *порогом чувствительности*. Согласно ГОСТ 2386-73 такое перемещение установлено 0,2 мм. Однако чувствительность уровня зависит не только от радиуса, но и от качества шлифовки внутренней поверхности ампулы, свойств заполняющей жидкости, ее температуры и длины пузырька – чем длиннее пузырек, тем чувствительнее уровень.

Ампулы цилиндрических уровней изготавливают из молибденового стекла, которое имеет преимущество перед обычным стеклом своей твердостью, меньшей шероховатостью шлифованной поверхности и отсутствием различного рода налета на ней.

Ампулы высокой и средней точности заполняют этиловым эфиром или его смесью с этиловым ректифицированным спиртом; ампулы низкой точности – этиловым спиртом.

Нормальная длина пузырька уровня должна составлять  $1/3-1/4$  часть длины ампулы при температуре  $20^{\circ}\text{C}$ . В геодезических приборах используют ампулы: а) – цилиндрические простые (АЦП), б) – компенсированные (АЦК) и в) – регулируемые (АЦР) (рис. 31).

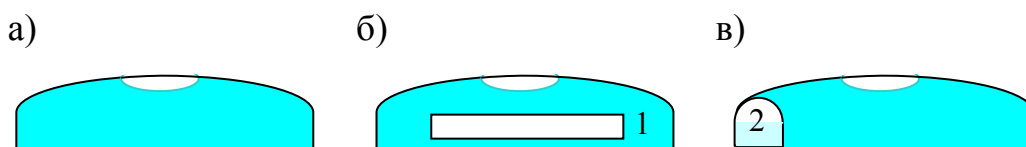


Рис. 31. Схемы уровней по способу регулирования длины пузырька

В ампулах АЦП регулировка длины пузырька не предусмотрена, что осложняет работу с теодолитом в экстремальных температурных условиях.

В ампулах АЦК регулировка длины пузырька осуществляется путем помещения внутри ампулы стеклянной трубочки 1 с запаянными концами. Такая стеклянная палочка уменьшает объем жидкости и величину температурных колебаний длины пузырька.

В ампулах АЦР регулировка длины пузырька осуществляется за счет наличия специальной камеры 2, отделенной от основной ампулы стеклянной перегородкой с отверстием внизу. При соответствующем наклоне ампулы часть паров жидкости перемещается в эту камеру или наоборот и тем самым регулируется длина пузырька.

В некоторых теодолитах, например, маркшейдерских используют *реверсивные* (оборотные) уровни, имеющие одинаковые шкалы на противоположных поверхностях ампулы.

Для повышения точности установки пузырька в нуль-пункте используют *контактные уровни*. В таких уровнях изображение противоположных концов пузырька при помощи системы призм передаются в поле зрения трубы. Пузырек уровня находится в нуль-пункте, когда изображения концов пузырька уровня совпадают (рис. 32).

Точность установки пузырька в нуль-пункт контактных уровней в 4-5 раз выше, чем в обычных уровнях.

*Круглый уровень* представляет собой стеклянную сферической формы ампулу 1, помещенную в оправу 2 и отшлифованную по внутренней сферической поверхности определенного радиуса (рис. 33).

Нуль-пунктом 0 круглого уровня является центр 3 концентрических окружностей, нанесенных в середине ампулы. Осью круглого уровня называют нормаль  $u_1$  к внутренней поверхности ампулы в нуль-пункте.



Круглый уровень используется для предварительной установки основной оси прибора или рейки в отвесное положение. Цена деления круглого уровня равна  $5-20'$ .

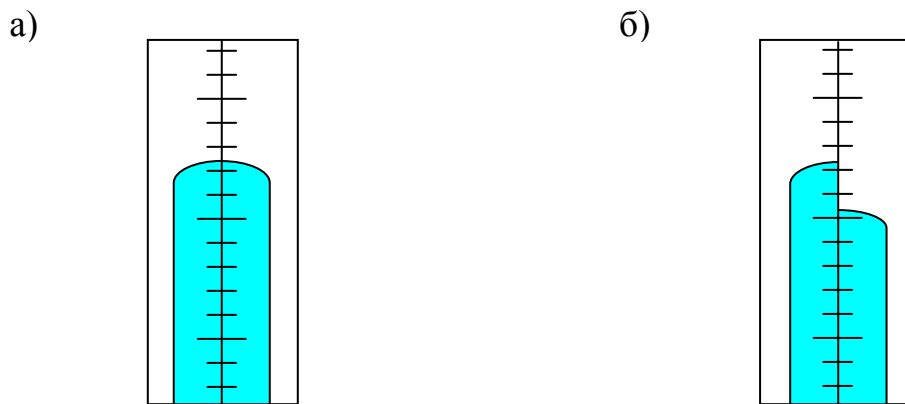


Рис. 32. Вид контактного уровня в поле зрения окуляра:  
 а) изображение концов цилиндрического уровня, находящегося в нуль-пункте;  
 б) изображение концов цилиндрического уровня, находящегося вне нуль-пункта

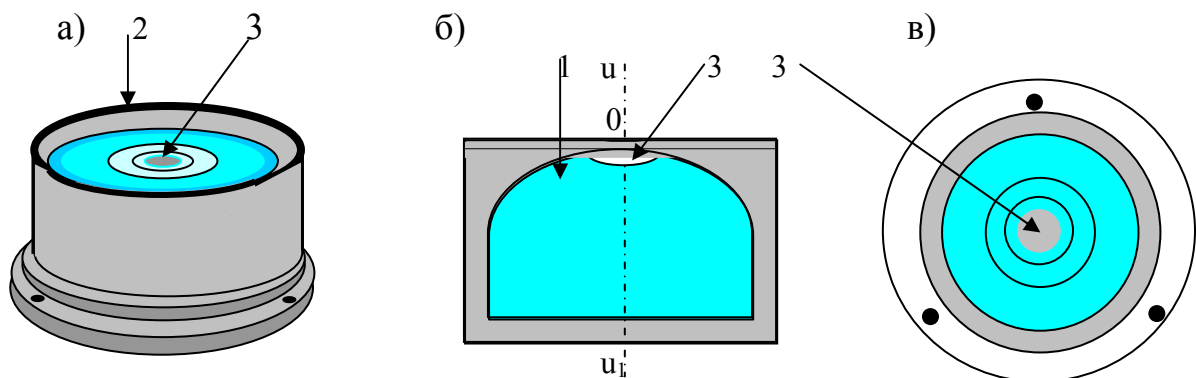


Рис. 33. Схема устройства круглого уровня:  
 а) общий вид; б) вид сбоку в разрезе; в) вид сверху

## 2.5. Поверки теодолитов

Перед началом измерений теодолит подлежит тщательному осмотру и проверки, так как даже серийно выпускаемые приборы имеют свои индивидуальные особенности. В первую очередь необходимо проверить и отрегулировать его механические детали, обращая внимание на состояние и работу всех винтов прибора: подъемных винтов подставки теодолита, закрепительных и наводящих винтов лимба и алидады горизонтального и вертикального кругов, исправительных винтов уровней и сетки нитей. Вращение зрительной трубы, лимба и алидады должно быть плавным без заеданий и скачков. Угломерные круги не должны иметь механических

повреждений; изображение штрихов сетки нитей, лимба и шкал должно быть четким. Присутствие пыли и грязи в оптических системах прибора не допускается. После внешнего осмотра прибора выполняют его поверки и юстировки. Поверки и юстировка приборов выполняется периодически: в обязательном порядке перед началом измерений и по мере необходимости в процессе производства работ.

В соответствии с принципом измерения углов (рис. 11) отдельные элементы конструкции теодолита в процессе производства работ должны занимать вполне определенные положения:

1. вертикальная ось прибора должна быть отвесна;
2. плоскость лимба горизонтального круга должна быть горизонтальна;
3. визирная (коллимационная) плоскость должна быть вертикальна.

Для достижения этой цели конструкция приборов должна удовлетворять определенным геометрическим условиям. Действия, направленные на установление соблюдения этих геометрических условий, называются *поверками*. Действия, направленные на устранение нарушенных условий, называются *юстировкой* прибора. Основными геометрическими условиями технических теодолитов являются:

- 1) ось цилиндрического уровня при алидаде горизонтального круга должна быть перпендикулярна к оси вращения теодолита;
- 2) визирная ось зрительной трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения трубы (коллимационная ошибка);
- 3) ось вращения трубы должна быть перпендикулярна к оси вращения теодолита;
- 4) одна из нитей сетки должна быть перпендикулярна, а другая параллельна оси вращения трубы или вертикальная нить сетки должна лежать в коллимационной плоскости;
- 5) отсчет по вертикальному кругу должен быть равен нулю при горизонтальном положении визирной оси или МО вертикального круга должно быть равно нулю.

Как отмечалось выше, в настоящее время выпускаются оптические теодолиты, у которых отсчетное устройство алидады включено в оптическую систему передачи изображения штрихов лимба в поле зрения микроскопа. Вследствие этого у шкаловых микроскопов возможно несоответствие размеров шкалы микроскопа и наименьшего деления лимба, и возникает так называемый *рен* отсчетного устройства. Поэтому перед началом выполнения основных поверок теодолита необходимо убедиться в отсутствии рена отсчетного устройства. Для этого совмещают шкалу микроскопа с наименьшими делениями лимба; крайние штрихи шкалы должны совпадать с крайними штрихами наименьших делений лимба по всей его окружности; разность в размерах шкалы и делений лимба не должно превышать  $10-15''$ , в противном случае необходимо изменить

размер (масштаб) шкалы. Эту регулировку выполняют в специальных оптико-механических мастерских.

Основные поверки теодолитов и их юстировка производится следующим образом (рис. 34).

### 1. Поверка цилиндрического уровня.

Перпендикулярность оси цилиндрического уровня горизонтального круга к оси вращения теодолита позволяет устанавливать ось вращения прибора в отвесное положение, и, следовательно, плоскость лимба - в горизонтальное положение. Поверка этого геометрического условия выполняется следующим образом (рис. 34,а).

Допустим, что ось цилиндрического уровня  $UU$  неперпендикулярна к оси  $ZZ$  прибора и составляет с ней угол  $\beta$ . В этом случае, при приведенном пузырьке уровня на середину ампулы (в нуль-пункт), ось прибора не будет отвесной. При повороте алидады на  $180^0$  вокруг оси  $ZZ$  пузырек сойдет с середины на  $n$  делений и ось уровня займет новое положение  $U_1U_1$ . Из анализа рис. 34,а видно, что ось уровня составит со своим горизонтальным положением  $UU$  некоторый угол  $\delta = \tau n$ , где  $\tau$  – цена деления уровня. Очевидно, что если привести ось уровня в положение биссектрисы  $U'U'$  угла  $\delta$ , то она окажется перпендикулярной к оси вращения прибора. Действительно, если  $2\beta + \delta = 180^0$ , то  $\beta + \delta/2 = 90^0$ .

Из вышеизложенного вытекает способ поверки данного геометрического условия.

Ось уровня устанавливают по направлению двух подъемных винтов и вращением их в разные стороны приводят пузырек уровня в нуль-пункт.

После этого поворачивают алидаду на  $180^0$ . Если при этом пузырек уровня остается в нуль-пункте, то условие перпендикулярности осей выполняется. В противном случае пузырек перемещают по направлению к нуль-пункту на половину дуги отклонения при помощи исправительных винтов уровня.

На вторую половину дуги отклонения (в нуль-пункт) пузырек уровня перемещают при помощи тех же подъемных винтов. После этого поверку следует повторить. Практически условие считается выполненным, если после поворота на  $180^0$  пузырек уровня остается на месте или отклоняется от нуль-пункта в пределах 1-1,5 делений шкалы ампулы.

Перед выполнением следующих поверок необходимо привести ось вращения прибора в отвесное положение; эта операция называется *горизонтированием теодолита*. Для этого уровень устанавливают по направлению двух подъемных винтов и вращением их в разные стороны приводят пузырек в нуль-пункт. Затем поворачивают алидаду на  $90^0$  и третьим подъемным винтом выводят пузырек на середину ампулы. Эти действия повторяют до тех пор, пока пузырек не будет оставаться в нуль-

пункте или отклоняться в вышеуказанных пределах при любом положении алидады.

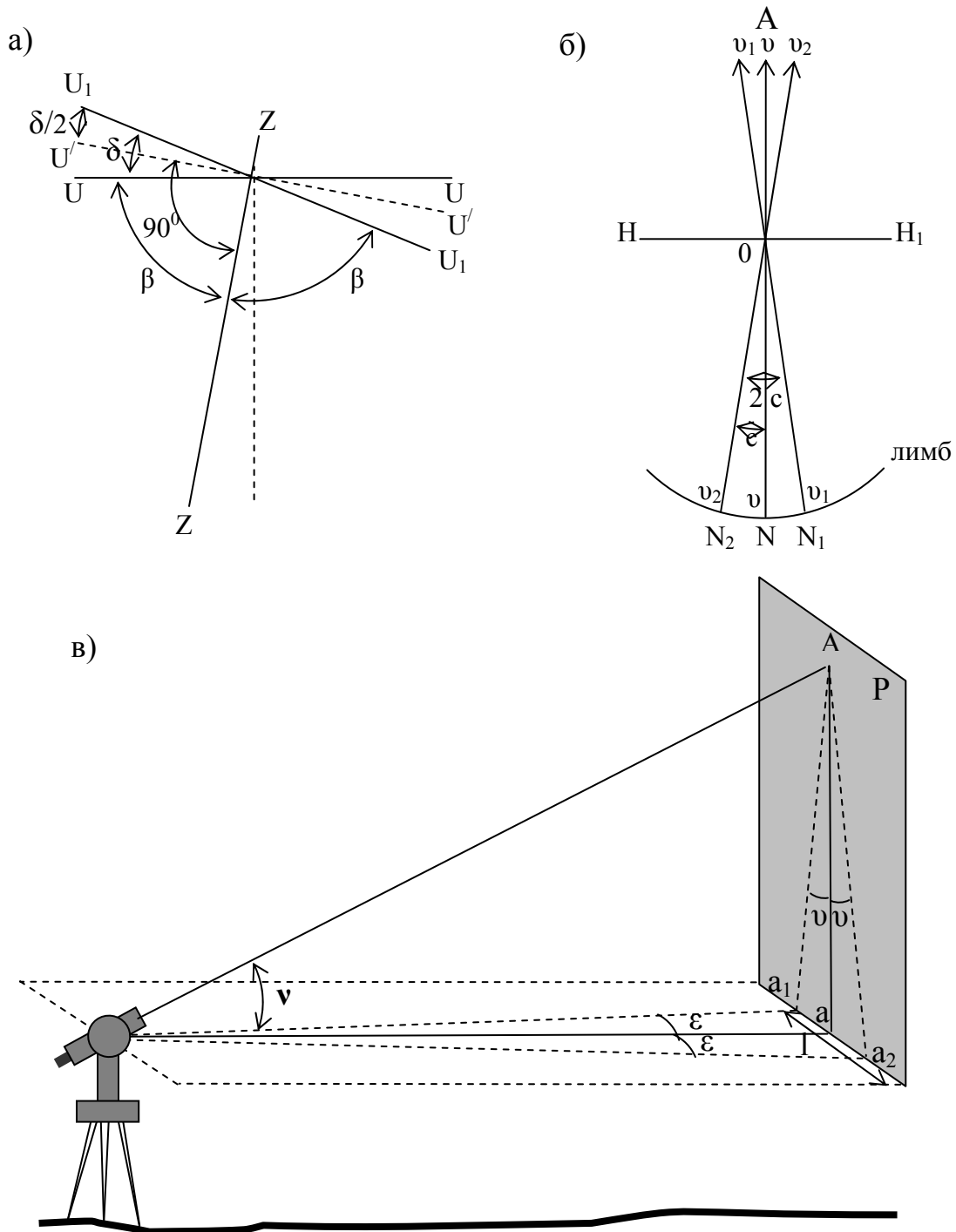


Рис. 34. Схема проверок теодолита

## 2. Проверка положения коллимационной плоскости (рис. 34,б).

Перпендикулярность визирной оси  $vv$  к оси вращения  $NN$  зрительной трубы позволяет создавать вертикальную (коллимационную) плоскость, совмещаемую с направлениями сторон измеряемого угла (см. рис. 11). При не соблюдении этого условия визирная ось будет

описывать вокруг горизонтальной оси не плоскость, а две конические поверхности, и при наведении на некоторую точку А вместо отсчета N получим отсчет:

$$N_1 = N + c. \quad (59)$$

Угол  $c$  между фактическим положением визирной оси  $v_2 v_2$  или  $v_1 v_1$  и требуемым положением  $vv$  называется *коллимационной погрешностью*.

После перевода трубы через зенит и наведения перекрестия сетки нитей на точку А по горизонтальному кругу получим отсчет:

$$N_2 = N - c. \quad (60)$$

Суммируя левые и правые части формул (13) и (14), получим

$$N = \frac{N_1 + N_2 \pm 180^0}{2} = \frac{Л + П \pm 180^0}{2}. \quad (61)$$

Отсюда видно, что среднее из отсчетов по горизонтальному кругу при круге право ( $П$ ) и круге лево ( $Л$ ) после изменения суммы на  $180^0$ , свободно от влияния коллимационной погрешности.

Вычитая из левых и правых частей формулы (59) левые и правые части формулы (60), получим:

$$c = \frac{N_1 - N_2 \pm 180^0}{2} = \frac{Л - П \pm 180^0}{2}. \quad (62)$$

При более строгом выводе формулы (62) следует учитывать угол наклона линии визирования при наведении ее на точку А, т.е.

$$c = \frac{Л - П \pm 180}{2} \cos \nu. \quad (63)$$

В оптических теодолитах технической точности выполняют две пары наведения на точку А: после первого наведения берут отсчеты  $П_1$  и  $Л_1$ ; затем открепляют лимб и поворачивают его примерно на  $90^0$ ; закрепив лимб, снова берут пару отсчетов  $П_2$  и  $Л_2$  на данную точку. Значение коллимационной погрешности будет равно:

$$c = 0,25 \{ [Л_1 - (П_1 \pm 180^0)] + [Л_2 - (П_2 \pm 180^0)] \}. \quad (64)$$

Таким образом, для проверки перпендикулярности между собой визирной оси и оси вращения зрительной трубы на местности выбирают удаленную, находящуюся на горизонте хорошо видимую точку, визируют на нее при двух положениях вертикального круга и берут отсчеты  $П_1$  и  $Л_1$  первой пары; затем, открепив лимб и повернув его на  $90^0$ , снова визируют на данную точку и берут отсчеты  $П_2$  и  $Л_2$  второй пары. Значение коллимационной погрешности вычисляется по формуле (64).

Если коллимационная погрешность  $c$  равна нулю или не превышает двойной точности  $2t$  теодолита, то данное геометрическое условие в

приборе считается выполненным. В противном случае выполняют юстировку этого условия, для чего на горизонтальном круге наводящим винтом алидады устанавливают отсчет  $N = N_2 + c$ . При установке по лимбу вычисленного отсчета алидада вместе со зрительной трубой повернется на величину коллимационной погрешности  $c$ . Следовательно, и перекрестие сетки нитей сместится с наблюдаемой точки. Юстировка сводится к следующему. Сняв колпачок с окулярной части трубы и ослабив один из вертикальных исправительных винтов сетки нитей, боковыми исправительными винтами перемещают перекрестие нитей до совпадения с изображением наблюдаемой точки. После юстировки поверку повторяют. Затем винты сетки слегка затягивают и надевают колпачок.

### 3. Поверка положения оси вращения зрительной трубы (рис. 34,в).

Перпендикулярность оси вращения трубы к оси вращения теодолита позволяет устанавливать коллимационную плоскость в отвесное положение. Поверка может быть выполнена двумя способами.

а. На расстоянии  $S$  около 20 м от стены  $P$  здания устанавливают теодолит и горизонтируют его. На стене выбирают высоко расположенную точку  $A$  (под углом  $\nu = 15-30^\circ$ ), наводят на нее перекрестие сетки нитей и закрепляют алидаду горизонтального круга. На уровне зрительной трубы на стене проводят горизонтальную линию или вместо нее помещают линейку с миллиметровыми делениями. На этой линии или линейке при помощи зрительной трубы при двух положениях вертикального круга определяют проекции  $a_1$  и  $a_2$  наблюдаемой точки. Если проекции совпадают в точке  $a$ , то условие выполнено. В противном случае вычисляют величину угла  $\nu$  неперпендикулярности оси вращения трубы к оси вращения теодолита по формуле:

$$\nu = 0,5 \varepsilon \operatorname{ctg} \nu, \quad (65)$$

где  $\varepsilon$  – горизонтальный угол между проекциями  $a_1$  и  $a_2$ , вычисляемый (можно измерить теодолитом) по величине отрезка  $a_1a_2 = l$  и расстоянию  $S$  от теодолита до стены;  $\nu$  - угол наклона на наблюдаемую точку  $A$ , измеряемый теодолитом.

Если заменить угловую величину  $\varepsilon$  через ее составляющие линейные величины, то формулу (65) можно записать в следующем виде:

$$\nu' = \frac{l}{2S} 3438' \operatorname{ctg} \nu. \quad (66)$$

б. На расстоянии  $S$  около 20 м от теодолита подвешивают отвес на длинной нити. Наводят перекрестие сетки нитей на верхнюю точку отвеса и плавно опускают зрительную трубу до горизонтального ее положения. Если перекрестие сетки отклонится от отвеса, то эту величину измеряют линейкой. Последующие действия по определению перпендикулярности рассмотрены в пункте а.

Величина  $\nu$  неперпендикулярности между собой визирной оси и оси вращения зрительной трубы должна равняться нулю и для теодолитов технической точности не должна превышать 1-й минуты. В противном случае юстировка данного условия выполняется в мастерской. Вообще же влияние угла неперпендикулярности может быть исключено путем вычисления среднего отсчета из отсчетов, полученных при измерении направлений при двух кругах.

#### *4. Поверка положения сетки нитей.*

Условие перпендикулярности вертикального штриха сетки нитей к оси вращения трубы или совпадения его с коллимационной плоскостью не вытекает из теории измерения горизонтального угла, так как не участвует в образовании этой самой плоскости, но создает дополнительные удобства в процессе измерительных работ, например, при визировании на отвесные предметы. Поверка перпендикулярности между собой вертикального штриха сетки и оси вращения трубы производится следующим образом.

Тщательно установив с помощью поверенного уровня ось вращения теодолита в отвесное положение, визируют на нить отвеса, подвешенного на расстоянии около 10 м от прибора. Если вертикальный штрих сетки не совпадает с изображением в трубе нити отвеса, то необходимо исправить положение сетки путем поворота окулярной части зрительной трубы. Для этого ослабляют винты, скрепляющие окулярную часть с корпусом трубы. Отклонение вертикального штриха от отвесной линии допускается не более чем на  $1/3$  ширины биссектора сетки нитей.

Данная поверка может быть выполнена и иным способом. Для этого перекрестие сетки нитей совмещают с какой-либо точкой. Затем вращением наводящего винта алидады горизонтального круга перемещают наблюдаемую точку по горизонтальному штриху сетки. Если точка не сходит с поверяемого штриха, то условие выполнено. В противном случае условие производится юстировка его путем поворота окулярной части зрительной трубы.

#### *5. Поверка места нуля вертикального круга.*

Выполнение условия равенства отсчета по вертикальному кругу нулю при горизонтальном расположении визирной оси теодолита, приведенного в рабочее положение, позволяет значительно сократить объем измерительных работ и упростить вычисления углов наклона. Поэтому особенностью измерения углов наклона является необходимость определения места нуля вертикального круга. Место нуля определяется из многократных измерений различных углов наклона при двух положениях вертикального круга, т.е. при круге II и круге I по формуле (52). Однако при этом следует учитывать то разнообразие, которое существует в оцифровке лимба вертикального круга у разных типов теодолитов.

1. При азимутальной оцифровке лимба по ходу часовой стрелки, как отмечалось выше, основным кругом является круг П и формулы (49 – 52) будут иметь вид:

$$\nu = \frac{П - (Л + 180^0)}{2}, \quad \nu = П - МО = МО - (Л + 180^0), \quad МО = \frac{П + Л + 180^0}{2} \quad (67)$$

2. При азимутальной оцифровке лимба против хода часовой стрелки основным кругом является круг лево Л и формулы (49 – 51) запишутся в следующем виде:

$$\nu = \frac{Л - (П + 180^0)}{2}, \quad \nu = Л - МО = МО - (П + 180^0), \quad МО = \frac{Л + П + 180^0}{2}. \quad (68)$$

*Примечание.* При вычислениях углов наклона или места нуля по формулам (49 – 52) следует руководствоваться правилом: к величинам П, Л и МО, меньшим  $90^0$ , необходимо прибавлять  $360^0$ .

3. При секторной оцифровке лимба вертикального круга от нуля в обе стороны – по ходу и против хода часовой стрелки основным кругом является круг Л, и, следовательно, можно использовать формулы (68), исключив из них величину  $180^0$ :

$$\nu = \frac{Л - П}{2}, \quad \nu = Л - МО = МО - П, \quad МО = \frac{Л + П}{2}. \quad (69)$$

Как отмечалось выше, место нуля определяют из многократных измерений угла наклона, обращая внимание на его величину и постоянство, которое является надежным контролем правильности измерения углов наклона полным приемом, т.е. при круге право П и круге лево Л. В целом же МО должно быть равно нулю или близким к нему, но не превышать одной минуты. В противном случае необходимо произвести юстировку этого условия, т.е. привести его к нулю или сделать близким ему.

В зависимости от конструкции теодолита выполнение данной юстировки имеет свои особенности.

1. У теодолитов типа Т5, Т15 с цилиндрическим уровнем при алидаде *вертикального* круга, действуя наводящим винтом зрительной трубы, устанавливают на вертикальном круге отсчет, равный вычисленному значению МО; при этом пузырек уровня при алидаде вертикального круга должен находиться в нуль-пункте. В результате визирная ось будет приведена в горизонтальное положение.

После этого наводящим винтом алидады совмещают нулевой штрих отсчетного устройства с нулевым штрихом лимба вертикального круга; при этом пузырек уровня отклонится от нуль-пункта. Тогда с помощью исправительных винтов уровня пузырек возвращают снова в нуль-пункт. В случае необходимости поверку и юстировку повторяют.



2. У теодолитов типа Т30, 2Т30 с цилиндрическим уровнем при алидаде *горизонтального* круга наводящим винтом зрительной трубы устанавливают на вертикальном круге отсчет, равный вычисленному значению угла наклона. При этом перекрестие сетки нитей сместится с наблюдаемой точки. После этого при помощи вертикальных исправительных винтов сетки нитей ее возвращают на изображение наблюдаемой точки. В случае необходимости поверку и юстировку МО повторяют. Так как при юстировке затрагивалась сетка нитей, то необходимо повторить поверку и коллимационной погрешности.

3. У теодолитов типа Т5К, 2Т5К, Т15К с компенсатором вертикального круга равенство место нуля *нулю* обеспечивается автоматически с помощью оптического компенсатора вертикального круга, действующего в диапазоне  $\pm 3,0 - 5,0'$ . Поэтому если у теодолита Т5К юстировка выполняется, как и у теодолита Т5 путем совмещения перекрестия сетки нитей с изображением в трубе наблюдаемой точкой при помощи вертикальных исправительных винтов сетки, то у теодолитов 2Т5К, Т15К место нуля исправляется вращением специального юстировочного винта компенсатора.

## 2.6. Установка теодолита в рабочее положение

Перед началом измерений теодолит устанавливается над вершиной измеряемого угла *в рабочее положение*. Это действие складывается из центрирования теодолита над точкой, горизонтирования и установки зрительной трубы для наблюдений.

*Центрированием* называются действия, направленные на совмещение центра лимба горизонтального круга с отвесной линией, проходящей через вершину измеряемого угла. Центрирование производится с помощью нитяного отвеса или оптического центра.

При использовании нитяного отвеса штатив с теодолитом устанавливается над вершиной угла так, чтобы отвес оказался приблизительно над точкой, а головка штатива была примерно горизонтальна. Затем, ослабив становой винт, теодолит перемещают по головке штатива до совмещения острия отвеса с точкой (например, со шляпкой гвоздя в торце колышка), определяющей вершину измеряемого угла; после этого становой винт закрепляют.

При центрировании с помощью оптического центра теодолит перемещают по головке штатива до тех пор, пока в поле зрения центра перекрестие сетки нитей его не совпадет с данной точкой. Центрирование с помощью оптического центра следует уточнить после горизонтирования прибора.

*Горизонтирование* теодолита заключается в установке оси его вращения в отвесное положение, и, следовательно, плоскости лимба горизонтального круга в горизонтальное положение. Горизонтирование

производится при помощи поверенного цилиндрического уровня и подъемных винтов подставки теодолита. Для этого, вращая алидаду горизонтального круга, устанавливают уровень по направлению двух подъемных винтов. Затем вращением винтов в разные стороны приводят пузырек уровня в нуль-пункт. Далее поворачивают алидаду на  $90^{\circ}$  и третьим подъемным винтом пузырек уровня также приводят в нуль-пункт.

*Установка зрительной трубы для наблюдений* включает в себя установку трубы по глазу наблюдателя и на предмет в последовательности, рассмотренной выше.

## 2.7. Измерение горизонтальных углов

Измерение углов выполняется поверенным теодолитом. Перед началом измерений теодолит устанавливают над вершиной измеряемого угла в рабочее положение, а на концах направлений, образующих угол, отвесно устанавливают вехи. После этого перекрестие сетки нитей наводят сначала на нижнюю часть одной вехи и берут отсчет по микроскопу горизонтального круга, а затем на нижнюю часть второй вехи и снова берут отсчет. Разность отсчетов и определит величину измеряемого угла (см. рис.11,*а*). Однако совершенно очевидно, здесь необходимо определиться с порядком вычисления этой разности, т.е., какое из двух чисел является уменьшаемым, а какое вычитаемым. Вообще-то правило вычисления угла определяется устройством лимба, его оцифровкой. Как отмечалось выше, градусные деления лимба подписаны по ходу часовой стрелки и, следовательно, дуга между нулевым штрихом лимба и направлением визирной оси будет возрастать по мере поворота лимба по ходу часовой стрелки (рис. 35).

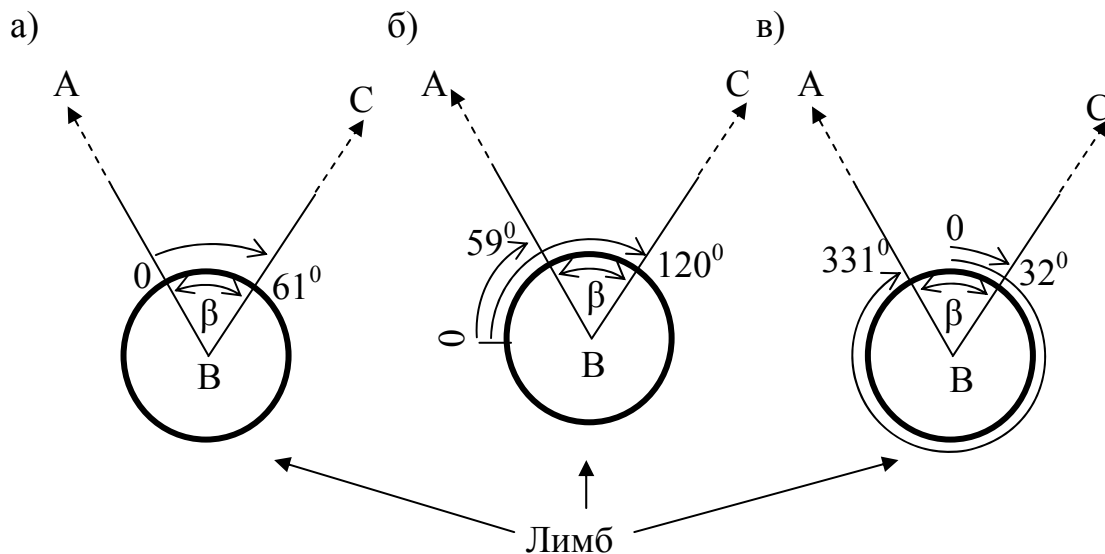


Рис. 35. Схема измерения и вычисления горизонтальных углов теодолитом

На рисунке показаны различные варианты расположения лимба горизонтального круга в процессе измерения угла  $ABC$   $\beta$ .

1. В случае совпадения (случайного или установленного) нулевого штриха лимба с направлением на наблюдаемую точку  $A$  (см. рис. 35,*а*) дуги между штрихом лимба и направлением не будет, т.е. отсчет по микроскопу горизонтального круга на точку  $A$  будет равен нулю –  $N_A = 0$ . Открепив алидаду, поворачиваем ее по ходу часовой стрелки. Совершенно очевидно, дуга между нулевым штрихом лимба и поворачивающимся направлением начнет увеличиваться, достигнув максимальной величины  $61^\circ$  при совпадении визирной оси с направлением на наблюдаемую точку  $C$ , т.е. отсчет по микроскопу горизонтального круга будет равен:  $N_C = 61^\circ$ . Из анализа рис. 35,*а* видно, что этот отсчет и будет искомой величиной измеряемого угла  $\beta$ , т.е.

$$\beta = N_C - N_A = 61^\circ - 0^\circ = 61^\circ.$$

2. В случае расположения нулевого штриха лимба левее направления визирования на точку  $A$  (рис. 35,*б*) дуга очевидно уже не будет равна нулю и отсчет по микроскопу горизонтального круга будет равен:  $N_A = 59^\circ$ . Поворачивая алидаду по ходу часовой стрелки, этот отсчет будет возрастать, достигнув максимальной величины  $120^\circ$  при совпадении визирной оси с направлением на наблюдаемую точку  $C$ , т.е. отсчет по микроскопу горизонтального круга будет равен:  $N_C = 120^\circ$ . Из анализа рис. 35,*б* видно, что искомая величина измеряемого угла  $\beta$  будет равна:

$$\beta = N_C - N_A = 120^\circ - 59^\circ = 61^\circ.$$

3. В случае расположения нулевого штриха между направлениями, образующими измеряемый угол (рис. 34,*в*), дуга между нулевым штрихом лимба и направлением визирования на точку  $A$  будет равна  $N_A = 331^\circ$ . Поворачивая алидаду по ходу часовой стрелки, этот отсчет будет возрастать и при переходе через нулевой штрих, который в данном случае будет равен  $360^\circ$ , достигнет максимальной величины  $32^\circ + 360^\circ$  при совпадении визирной оси с направлением на наблюдаемую точку  $C$ . Хотя дуга на эту точку и возросла по сравнению с дугой на точку  $A$ , отсчет по микроскопу горизонтального круга по вполне понятным причинам будет равен не  $392^\circ$ , а  $32^\circ$  и об этом следует помнить, определяя величину измеряемого угла, т.е.

$$\beta = N_C - N_A = 32^\circ - 331^\circ = 32^\circ + 360^\circ - 331^\circ = 61^\circ.$$

Из анализа способа вычисления величины горизонтального угла во всех трех случаях просматривается одна закономерность, связанная с расположением точек по отношению к наблюдателю, а именно: точка  $A$  расположена слева от наблюдателя, а точка  $C$  – справа. Отсюда вытекает

правило измерения и вычисления величины горизонтального угла теодолитом. Установив теодолит над вершиной измеряемого угла в рабочее положение, визируют сначала на одну точку и берут отсчет по микроскопу горизонтального круга, а затем, открепив алидаду, визируют на другую точку и также берут отсчет по горизонтальному кругу. *Величина измеряемого угла будет равна отсчету на правую от наблюдателя точку минус отсчет на левую точку, т.е.*

$$\beta = N_{\text{прав.}} - N_{\text{лев.}} \quad (70)$$

В случае если отсчет на правую точку будет меньше отсчета на левую точку, то при вычислении угла к нему прибавляют  $360^0$ .

Выше приведенное правило вычисления горизонтальных углов универсально, но в большей степени применимо к измерению одиночных углов. В геодезической практике чаще всего приходится измерять ряд углов, связанных между собой единой ломаной линией (рис. 36).

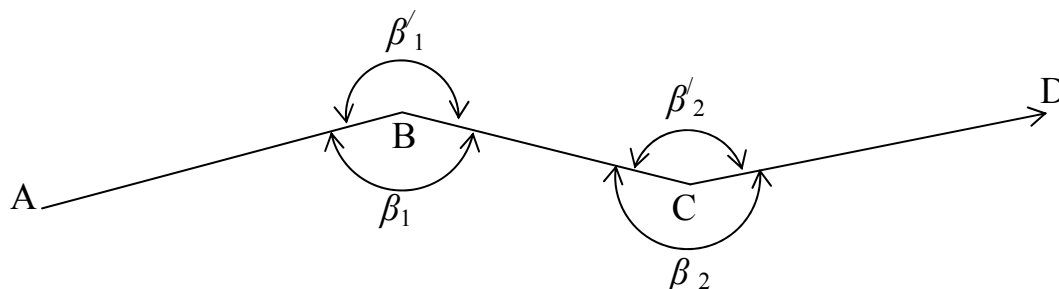


Рис. 36. Схема измерения и вычисления горизонтальных углов на станциях теодолитных ходов

При движении в процессе измерительных работ по ходу ABCD и т.д. на каждой станции (вершине угла) B, C и т.д. измеряются, хотя и одиночные углы, но связанные между собой единым способом дальнейших вычислительных работ, например, вычислением дирекционных углов всех сторон ломаной линии. В этом случае измеряются углы  $\beta$  справа или углы  $\beta'$  слева по ходу лежащие. Не трудно заметить, что при измерении правых углов задняя точка будет правой в формуле (70), а передняя – левой. Тогда величина измеряемого угла будет равна отсчету по горизонтальному кругу на *заднюю* точку минус отсчет на *переднюю* точку. При измерении левых по ходу лежащих углов величина угла будет равна отсчету на *переднюю* точку минус отсчет на *заднюю* точку.

В зависимости от конструкции приборов, условий измерений и предъявляемых к ним требований измерение горизонтальных углов выполняются различными способами: способом совмещения нуля, способом приемов, способом круговых приемов и способом повторений. При высокоточных угловых измерениях применяется способ комбинаций.

1. *Способ совмещения нуля* заключается в следующем. Открыв алидаду горизонтального круга и вращая ее, по микроскопу грубо устанавливают отсчет равный 0. Затем, закрепив алидаду, с помощью наводящего винта ее точно устанавливают отсчет равный 0. После этого, открыв лимб горизонтального круга, визируют на левую по отношению к наблюдателю точку, и лимб закрепляют и уточняют наведение сетки нитей на наблюдаемую точку при помощи наводящего винта лимба. Далее, открыв алидаду, визируют на правые по отношению к наблюдателю точку или точки и берут отсчеты по микроскопу горизонтального круга. Эти отсчеты и будут горизонтальными углами между исходным (левым) направлением и направлением или направлениями на правые точки (рис. 35,а).

Этот способ широко применяется при определении положения точек местности относительно сторон съемочного обоснования полярным способом. Способ используется и при решении частных задач, например, при разбивке проектных углов.

2. *Способ приемов* заключается в измерении угла без каких-либо предварительных работ, исключая конечно установку теодолита в рабочее положение, сначала при одном положении вертикального круга относительно зрительной трубы, например, при круге право, а затем при другом круге, при круге лево (рис. 35,б). Измерение угла при одном круге составляет один *полуприем*. Измерение угла при двух положениях круга составляет *полный прием*. При переходе от одного положения вертикального круга к другому необходимо перевести трубу через зенит и, открыв лимб горизонтального круга, повернуть его примерно на  $90^0$  и закрепить.

Расхождение результатов измерений при одном и втором полуприемах не должно превышать двойной точности  $t$  отсчетного устройства теодолита, т.е.

$$\beta_L - \beta_P \leq 2t.$$

Если расхождение допустимо, то за окончательный результат принимают среднее значение угла:

$$\beta = \frac{\beta_L + \beta_P}{2}. \quad (71)$$

Этот результат будет свободен от влияния коллимационной погрешности, в значительной степени от эксцентриситета (соосности лимба и алидады) алидады и погрешности наклона оси вращения теодолита.

3. *Способ круговых приемов* заключается в измерении углов из одной точки между тремя и более направлениями. Для этого при неподвижном лимбе вращением алидады по ходу часовой стрелки последовательно визируют на все наблюдаемые точки, в том числе и

повторно на начальную точку и берут отсчеты по горизонтальному кругу. Повторное визирование на начальную точку замыкает горизонт и позволяет убедиться в неподвижности лимба. Величина незамыкания горизонта не должна превышать двойной точности отсчетного устройства теодолита. Величины углов между смежными направлениями вычисляются по той же формуле (70). Такое измерение составляет I полуприем. После этого переводят трубу через зенит и при прежнем положении лимба вращением алидады против хода часовой стрелки последовательно визируют на все наблюдаемые точки в обратном порядке, в том числе и повторно на начальную точку и берут отсчеты по горизонтальному кругу. Такое измерение составляет II полуприем. Два полуприема составляет полный круговой прием. Повторное визирование во втором полуприеме на начальную точку преследует ту же цель, что и в первом.

В зависимости от требуемой точности углы измеряют различным числом приемов. Между приемами лимб переставляют на величину  $\frac{180^{\circ}}{n}$ , где  $n$  – число приемов. Способ круговых приемов применяется в основном при развитии опорных геодезических сетей.

4. *Способ повторений* заключается в повышении точности измерения угла  $\beta$  данным теодолитом путем многократного откладывания его на лимбе. Для этого, совместив нулевые штрихи лимба и алидады, открепляют лимб, визируют на левую наблюдаемую точку и лимб закрепляют. Открепив алидаду и вращая ее, визируют на правую точку и алидаду закрепляют. Берут *контрольный* отсчет по горизонтальному кругу. Затем, открепив лимб, визируют на левую точку и лимб закрепляют. Открепив алидаду, визируют на правую точку и алидаду закрепляют. Отсчет не берут. Открепив лимб, визируют на левую точку и лимб закрепляют. Открепив алидаду, визируют на правую точку и алидаду закрепляют. Отсчет не берут. Открепив лимб, визируют на левую точку и лимб закрепляют. Открепив алидаду, визируют на правую точку и алидаду закрепляют. Такие действия производят  $n$  раз. При последнем наведении на правую точку берется заключительный отсчет. При таком способе измерения угла точность его повышается за счет уменьшения погрешностей взятия отсчетов по горизонтальному кругу. Действительно, если  $N^0_{ЛЕВ.}$  – начальный отсчет на левую точку (в нашем случае он равен нулю), а  $N^n_{ПРАВ.}$  – заключительный отсчет на правую точку, то величина измеряемого угла в I полуприеме будет равна:

$$\beta = \frac{N^n_{ПРАВ.} - N^0_{ЛЕВ.}}{n}. \quad (72)$$

При вычислении величины измеряемого угла следует использовать контрольный отсчет, уточняя в формуле (72) величину заключительного отсчета. Действительно, при откладывании на лимбе величины

измеряемого угла нуль отсчетного устройства может перейти через нуль лимба несколько раз, а значение заключительного отсчета будет находиться в пределах 0-360°. Если же контрольный отсчет умножить на число  $n$  отложений на лимбе измеряемого угла, то практически получим заключительный отсчет, а значение измеряемого угла в I полуприеме способом повторений будет равно:

$$\beta = \frac{(360^{\circ} * K + N^n_{ПРАВ.}) - N^0_{ЛЕВ.}}{n}, \quad (73)$$

где  $K$  – число полный оборотов, сделанное нулевым штрихом отсчетного устройства при откладывании на лимбе измеряемого угла.

В этом случае согласно формулам теории погрешностей [4] влияние погрешностей взятия отсчетов по горизонтальному кругу на величину измеряемого угла будет в  $\sqrt{n}$  меньше, чем в I полуприеме способа приемов.

Обычно такие измерения выполняются при двух кругах. Допустимые расхождения распределяются при определении окончательного значения угла из двух полуприемов.

## 2.8. Измерение вертикальных углов

В геодезии вертикальные углы – углы наклона линий местности в зависимости от их расположения относительно линии горизонта могут быть положительными (углы возвышения) и отрицательными (углы понижения). Измерение углов наклона линий производится при помощи вертикального круга теодолита, установленного над точкой в рабочее положение. При измерении угла перекрестие сетки нитей наводят на точки визирных целей, в качестве которых используют рейки (вехи). После совмещения сетки нитей с наблюдаемой точкой берут отсчет по вертикальному кругу. Величина измеряемого угла наклона вычисляется по формулам (67 – 69) в зависимости от конструкции теодолита и способа измерения угла: полуприемов или полным приемом.

Принцип измерения вертикального угла рассмотрен выше при анализе рис. 11,б. Однако здесь необходимо остановиться на постоянстве горизонтального положения нулевого диаметра алидады вертикального круга в процессе измерений, так как от этого зависит точность измерения углов наклона способом полуприемов.

При измерении углов наклона теодолитами с уровнем при алидаде вертикального круга перед отсчитыванием по нему необходимо с помощью микрометрического винта при алидаде вертикального круга приводить пузырек уровня в нуль-пункт.

При измерении углов наклона теодолитами с уровнем при алидаде горизонтального круга перед взятием отсчета по вертикальному кругу

необходимо с помощью подъемных винтов приводить пузырек этого уровня в нуль-пункт. Так как ось уровня расположена параллельно коллимационной плоскости зрительной трубы, то в этом случае при установке теодолита в рабочее положение целесообразно располагать один из подъемных винтов по направлению линии визирования.

При измерении углов наклона теодолитами с компенсаторами, заменяющим уровень при алидаде вертикального круга, отсчет берут через 2 – 3 с после наведения трубы на наблюдаемую точку. Каких-либо дополнительных действий при этом не производится.

## 2.9. Погрешности измерения горизонтальных углов

Измерения углов неизбежно сопровождаются погрешностями как систематического, так и случайного характера. Систематические погрешности обусловлены инструментальными погрешностями и исключаются применением соответствующей методики угловых измерений или введением в результаты наблюдений соответствующих поправок. Случайные погрешности из результатов измерений не могут быть исключены. Для того же, чтобы ослабить их влияние, необходимо знать источник их появления.

На точность измерения горизонтальных углов теодолитами оказывают влияние инструментальные погрешности, погрешности способа измерения угла, точности центрирования прибора и визирных целей над точками, например, вертикальной установки вешек в этих точках, и погрешностей за счет непостоянства внешней среды.

Влияние инструментальных погрешностей в значительной степени исключается путем использования поверенных приборов и самой методикой угловых измерений, например, измерение горизонтальных и вертикальных углов полным приемом, т.е. при круге лево и круге право.

Погрешность способа измерений зависит от точности отсчитывания и визирования и может быть рассчитана для горизонтальных углов по формулам:

при способе приемов

$$m_{\beta} = \sqrt{\frac{m_0^2}{n} + \frac{m_v^2}{n}}; \quad (74)$$

при способе повторений

$$m'_{\beta} = \sqrt{\frac{m_0^2}{2n^2} + \frac{m_v^2}{n}}; \quad (75)$$

для вертикальных углов по формулам:

способом полного приема

$$m_v = \sqrt{m_0^2 + m_v^2}; \quad (76)$$

способом полуприема



$$m'_v = \sqrt{m_0^2 + m_{MO}^2}, \quad (77)$$

где  $m_\beta$  - средняя квадратическая погрешность измерения угла;  $n$  – число приемов или повторений;  $m_0$  – погрешность отсчета по лимбу, равная  $m_0 = t/2$ ;  $t$  – точность отсчетного устройства теодолита;  $m_v$  – погрешность визирования, принимаемая равной  $m_v = 60''/\Gamma$ ;  $\Gamma$  – увеличение зрительной трубы.

Например, при  $n = 2$ ,  $t = 30''$  и  $\Gamma = 20^\times$  получаем  $m_0 = m_{MO} = 15''$ ,  $m_v = 3''$ ,  $m_\beta = 10,8''$  и  $m'_\beta = 5,7''$ ;  $m_v = 15,3''$  и  $m'_v = 21,2''$ .

Из рассмотренного примера видно, погрешность измерения горизонтального угла значительно уменьшается при применении способа измерения его способом повторений, а вертикального – при измерении угла полным приемом. При измерении вертикального угла способом полуприема большое влияние на точность оказывает постоянство места нуля вертикального круга.

Что касается влияния погрешностей центрирования прибора над вершиной измеряемого угла и визирных целей над точками на точность измерения горизонтального угла, то оно обратно пропорционально длинам сторон: чем короче стороны, тем точнее должно выполняться центрирование теодолита и установка вех в отвесное положение и в створе измеряемого направления. Так при длинах сторон более 100 м допускается центрирование теодолита или установка целей над точками с точностью до 5 мм. При более коротких сторонах центрирование и установка целей должны выполняться более тщательно с точностью 1-2 мм.

Влияние внешней среды на точность угловых измерений снижается путем производства измерений в лучшие часы видимости, когда колебания изображений наблюдаемых целей (боковая и вертикальная рефракция) минимальны.

### 3. ЛИНЕЙНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

---

#### 3.1. Сущность линейных измерений в геодезии

*Линейные измерения* – наиболее распространенные геодезические измерения, без которых не обходится ни одно строительство на Земле. Они производятся и при изыскании линейных сооружений (автомобильных и железных дорог, линий электропередачи, газо- и нефтепроводов, мостов и тоннелей и т.п.), и при выносе проектов в натуру (при разбивке характерных точек и осей сооружений), и в процессе строительства сооружений, монтажа и установки оборудования и т.д.

Сущность линейных измерений сводится к определению расстояний или горизонтальных проложений между двумя точками земной поверхности. В зависимости от наличия приборов и назначения результатов измерений расстояния могут измеряться или непосредственно, или косвенно.

В первом случае единица измерения непосредственно совмещается и сравнивается с измеряемой величиной, т.е. мерный прибор непосредственно укладывается в створе измеряемого отрезка и его длина будет равна сумме целого числа длин мерного прибора плюс длина остатка.

При косвенном способе измерения необходимо знать функциональную зависимость между длиной того или иного отрезка и измеренными величинами. В этом случае измерению подлежат углы, базисы, время распространения электромагнитных волн и другие величины.

Как правило, непосредственные измерения применяются для определения длины отрезков небольших по размерам. В отдельных случаях применяются и простейшие приборы косвенного измерения. Значительные расстояния определяются только косвенными измерениями.

Следовательно, приборы для линейных измерений в геодезии можно условно разделить на две большие группы: механические и оптико-физические (рис. 37).

### ***3.2. Механические мерные приборы***

Как отмечалось выше, для непосредственного измерения длин линий применяются механические мерные приборы, к которым относятся: эталоны, рабочие эталоны, инварные проволоки, длиномеры, рабочие меры.

*Эталоны.* В качестве эталона единицы длины, часто называемым нормальной мерой, в нашей стране принят платино-иридиевый метр №28 (рис. 38).

Изначально метром назвали отрезок, длиной  $1:10\,000\,000$  часть четверти длины Парижского меридиана. Длина этого отрезка определялась с максимально возможной точностью на данный момент линейных измерений в стране. В настоящее время длина эталонных мерных приборов определяется на интерференционных установках. В 1960 г. XI Генеральная конференция по мерам и весам установила длину метра, равную  $1650763,73$  длинам волн излучения в вакууме оранжевой линии спектра изотопа криптона с атомным весом 86. В России эту длину метра приняли 1 января 1963 г. при переходе к Международной системе единиц СИ.

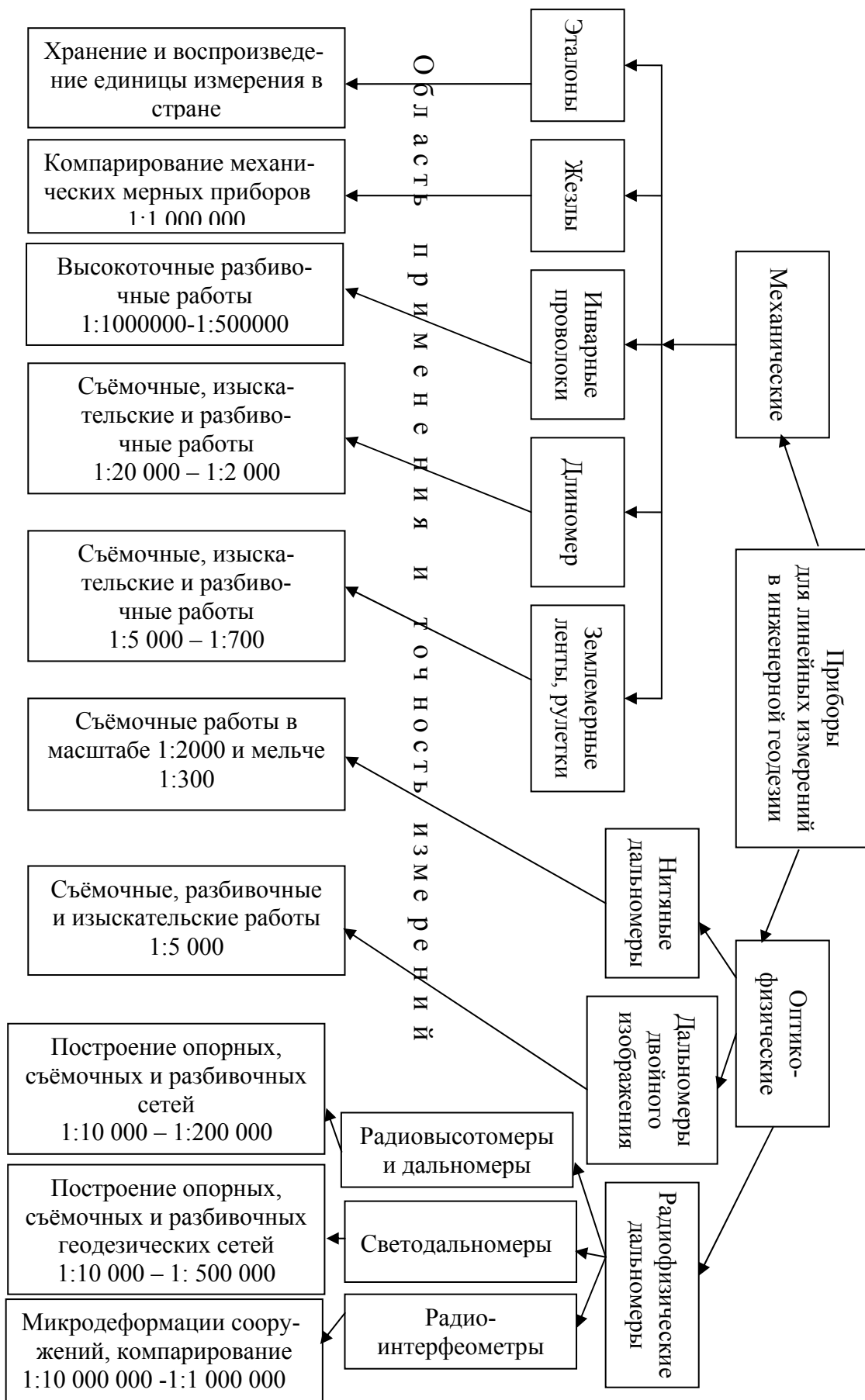


Рис.37. Схема условного деления мерных приборов на группы

*Платино-иридиевый метр служит для хранения единицы длины и воспроизведения ее в целях обеспечения единства линейных измерений в стране. По вполне понятным причинам нормальная мера не может быть использована в качестве рабочей меры. Воспроизведение же ее заключается в определении длины *рабочего эталона*, в качестве которого служит 3-х метровый платино-иридиевый жезл Н15, хранящийся во Всесоюзном научно-исследовательском институте метрологии им. Менделеева (ВНИИМ). В свою очередь рабочий эталон Н15 также не используется в качестве рабочей меры, а служит для хранения единицы линейных измерений в стране и определения длины образцовых мер.*

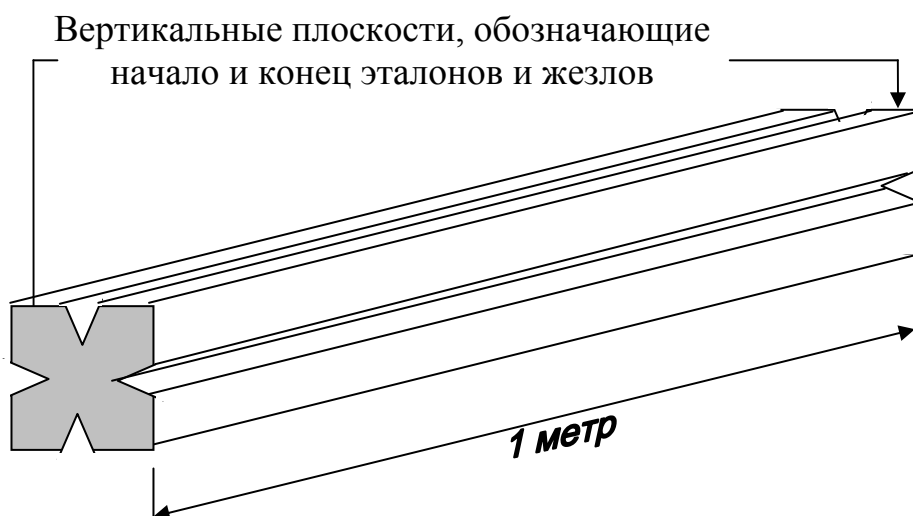


Рис. 38. Схема платино-иридиевого метра в России

*Жезлы.* В качестве связующего звена между рабочей мерой линейных измерений и ее рабочим эталоном является образцовая мера, представляющая собой инварные 3- и 4-х метровые жезлы, регулярно сравниваемые с рабочим эталоном Н15. Инвар - сплав металлов: 35,5 % никеля и 64% железа с добавкой (0,5%) некоторых химических элементов (углерода, кремния, марганца и других), улучшающих качественные свойства сплава. Вот образцовые меры или инварные жезлы и обеспечивают единство линейных измерений в стране путем сравнения с ними рабочих мер – лент, рулеток, тросов, длиномеров, проволок. Процесс определения длины мерного прибора называется *компарированием*.

### **3.2.1. Устройство компаратора**

В нашей стране геодезические компараторы имеются в МИИГАиК и на заводе ЭМЗ ЦНИИГАиК (Москва), во ВНИИМ и Политехническом институте (Санкт-Петербург).

Оптико-механический геодезический компаратор смонтирован на 9-ти бетонных столбах, установленных в один ряд на расстоянии 3 м друг от друга. На опоры уложены два рельсовых пути и микроскоп-микрометры. Оси микрометров должны располагаться в отвесном положении одной вертикальной плоскости. Рельсовые пути должны располагаться в одной горизонтальной плоскости и в вертикальных плоскостях, параллельных вертикальной плоскости осей микрометров.

Процесс компарирования мерных приборов заключается в следующем. Сначала определяется длина геодезического компаратора, точнее на нем устанавливается *номинал* длины данного мерного прибора, путем перемещения инварного жезла на тележке по рельсовому пути. Для этого один конец (его вертикальную плоскость) жезла совмещают с визирной осью первого микроскопа, а визирную ось второго микроскопа совмещают со вторым концом (с его вертикальной плоскостью) жезла. Затем жезл на тележке перемещают по рельсовому пути, и первый конец его совмещают с визирной линией второго микроскопа, а визирную линию третьего микроскопа совмещают с другим концом жезла. Итак, перемещая жезл вдоль компаратора, фиксируют положение микроскопов, расстояние между которыми будет равно длине образцовой меры, а длина компаратора будет равна длине образцовой меры умноженной на число микроскопов без единицы, т.е.

$$D_k = l(n - 1), \quad (78)$$

где  $D_k$  - длина компаратора,  $l$  – длина образцовой меры, равная 3 или 4 м,  $n$  – число микроскопов.

Таким образом, на компараторе с высокой точностью будет отложен отрезок (расстояние между визирными осями первого и последнего микроскопов), равный номиналу длины мерного прибора – 20 или 24 м.

### 3.2.2. Компарирование мерных приборов

После определения длины компаратора, на концах которого расположены кронштейны с блоками, приступают к определению длины мерного прибора. Для этого через блоки перебрасывают тросики, с концами которых соединяют с одной стороны ручки рабочей меры, а с другой стороны гири по 10 кг – для подвешивания на блоках и натяжения рабочей меры. Перемещая мерный прибор на блоках, совмещают начало его с визирной осью первого микроскопа, а микрометром последнего микроскопа определяют величину отклонения ( $\Delta l$  – поправка за компарирование) длины мерного прибора от его номинала. Номинал мерного прибора устанавливает завод-изготовитель, а его величина откладывается на компараторе вышеописанным способом. Тогда фактическая длина мерного прибора будет равна:  $l = l_0 + \Delta l$ .

В действительности процесс компарирования невозможно провести при неизменных внешних условиях, а измерения на местности выполнять только при температуре и натяжении, имевших место при компарировании. Поэтому в приведенное уравнение, называемое уравнением длины мерного прибора, вводят поправки, обусловленные отклонением температуры и натяжения, а также полученные при компарировании, т.е. длина мерного прибора будет равна:

$$l = l_0 + \Delta l + \alpha l_0 (t - t_0) + \frac{1}{ES} l_0 (P - P_0), \quad (79)$$

где  $l_0$  – номинальная длина мерного прибора, м;  $\Delta l$  – поправка за компарирование при  $t = t_0$  и  $P = P_0$ , мм;  $\alpha$  – коэффициент линейного расширения материала мерного прибора;  $t$  – температура мерного прибора в момент производства измерений, °С;  $t_0$  – температура мерного прибора в момент компарирования, °С;  $P$  – сила натяжения мерного прибора в процессе измерений, Н (10 кг);  $P_0$  – сила натяжения мерного прибора при компарировании, Н (10 кг);  $E$  – модуль упругости материала мерного прибора, Па;  $S$  – площадь поперечного сечения мерного прибора.

*Примечание.* Следует отметить, что на геодезическом компараторе можно определять длину всех мерных приборов. Однако на практике геодезический компаратор используют только для определения длины мерных приборов, предназначенных для высокоточных измерений. Что касается мерных приборов (длиномеры, ленты, рулетки, тросы и т.п.), предназначенных для линейных измерений с точностью на Один-два порядка ниже высокоточных измерений, то их компарирование выполняется, как правило, на полевых компараторах. Дело здесь не только в точности, но и в объеме работ – количество рабочих мерных приборов огромно. Целесообразнее иметь полевой компаратор при каждой проектно-изыскательской организации.

*Полевой компаратор* представляет собой прямую линию длиной 120 или 240 м, концы которой закреплены на ровном участке местности с устойчивым грунтом специальными знаками. Точная длина полевого компаратора определяется путем измерения расстояния между штрихами закрепительных знаков двумя компарированными инварными проволоками. После измерения полевого компаратора рабочими мерными приборами вычисляют величину поправки  $\Delta l_k$  за компарирование по формуле:

$$\Delta l_k = \frac{(D_p - D_k)}{n}, \quad (80)$$

где  $D_p$  – длина компаратора, измеренная рабочим мерным прибором;  $D_k$  – длина компаратора;  $n$  – число полных уложений мерного прибора в длине компаратора.

*Инварные проволоки.* Инварные проволоки изготавливают из сплава инвара длиной 24 м с поперечным сечением диаметра 1,65 мм (рис. 39).

Инвар почти не окисляется, обладает хорошей теплопроводностью, хорошо поддается обработке и полировке. К положительным свойствам инвара следует также отнести и его малый температурный коэффициент линейного расширения ( $0,5 \cdot 10^{-6}$ ). Оба конца проволоки заканчиваются трехгранными пластинами, на всех гранях которых нанесены шкалы с миллиметровыми делениями, штрихи на шкалах подписаны с возрастанием в одну сторону от 0 до 8 см, расстояние между нулями противоположных шкал равно 24 м. Точность измерения длины таким мерным прибором составляет 10-15 мкм. Поэтому инварные проволоки, как правило, применяются для измерения базисов, базисных сторон в триангуляции и длин линий в полигонометрии, а также при создании полевого компаратора. Достижение такой точности измерения расстояний возможно лишь при использовании определенной методики производства работ.

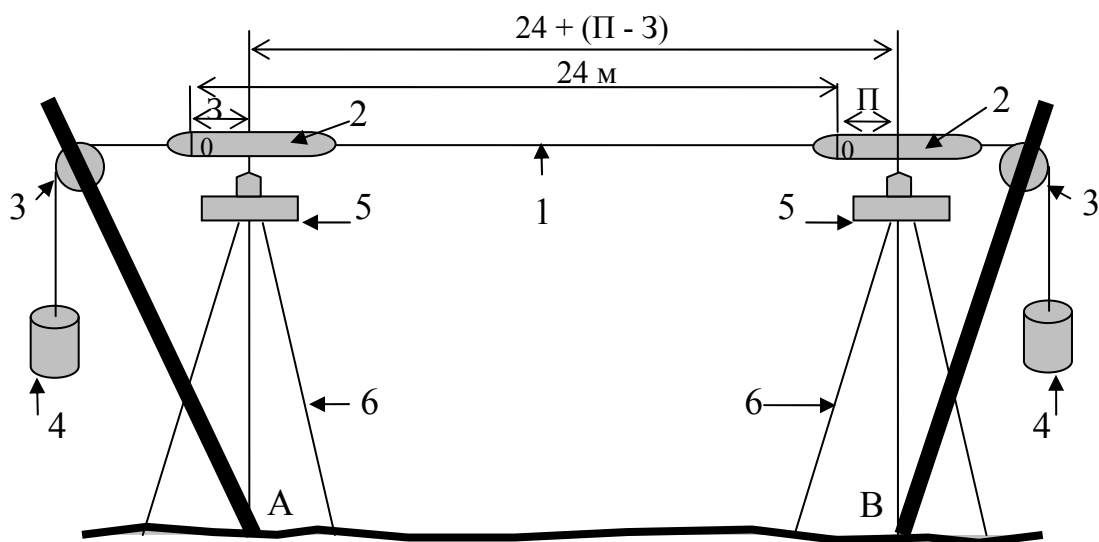


Рис. 39. Схема измерения расстояний мерной проволокой:  
 1 – проволока, 2 – шкалы, 3 – блоки, 4 – грузы, 5 – целики или  
 оптические центры, 6 – штативы

Во-первых, измерение длин линий инварной проволокой возможно только в подвешенном ее состоянии. Во-вторых, как следствие первого, измерение возможно в комплекте с другими инструментами. Комплект приборов для измерения расстояний инварными проволоками называется подвесным базисным прибором (БП). В зависимости от точности измерений используются комплекты БП-1, БП-2, Б-3, Б-4 с 8, 4, 3 проволоками соответственно. БП обеспечивают подвеску, натяжение и установку проволок в створе измеряемой линии. В комплект базисного прибора входят: 3-8 проволоки с миллиметровыми шкалами на концах длиной 8-10 см; инварная лента длиной 6-12 м - для измерения остатков; барабаны - для хранения и транспортировки проволок; блоки и станки - для подвешивания проволок и установки их в створе измеряемой линии;

гири (10 или 15 кг) и динамометры - для натяжения проволок; базисные штативы с целиками – для фиксации концов; оптический центрир – для выноса центра концевой знака линии на базисный целик. Кроме этого в комплект БП включаются: технический нивелир – для определения превышений между концами проволоки; теодолит – для провешивания и установки базисных целиков в створе измеряемой линии; термометр-пращ – для измерения температуры воздуха в процессе измерений.

Измерение расстояний мерными проволоками выполняют в следующем порядке.

Разматывают и подвешивают проволоки на растяжках.

Устанавливают штативы в створе измеряемой линии через 24 м с погрешностью 1-3 см. и уточняют створное положение целиков при помощи теодолита, причем один из штрихов целиков должен располагаться вдоль измеряемой линии, а другой перпендикулярно ей.

Производят нивелирование целиков.

Устанавливают станки с блоками.

Подвешивают проволоку на блоках и соединяют концы ее с гирями, придавая соответствующее натяжение проволоки, при этом шкалы должны располагаться над целиками без жесткой посадки на них с оцифровкой штрихов по ходу движения.

Одновременно берут отсчеты по задней и передней шкалам проволоки и штрихам на головках целиков (З и П). Как правило, Смещая проволоку на блоках вправо или влево, берут три пары отсчетов и их разности. За окончательное значение берут среднее.

Термометром измеряют температуру окружающего воздуха.

На руках переносят проволоку на следующую пару штативов и далее процесс взятия отсчетов по шкалам проволоки повторяется.

Проделав аналогичные работы на всех пролетах измеряемой линии, инварной лентой измеряют остаток.

Длину измеренной линии вычисляют по формуле:

$$d = n (l_0 + \Delta l) + \sum(\Pi - 3) + \Delta d_t + \Delta d_h + r, \quad (81)$$

где  $l_0$  – номинальная длина проволоки;  $n$  – число пролетов или целых уложений проволоки;  $\Delta l$  – поправка за компарирование проволоки;  $\sum(\Pi - 3)_{cp}$  – сумма всех средних разностей отсчетов;  $\Delta d_t = \alpha l(t - t_0)n$  – поправка в длину линии за температуру, где  $\alpha$  – коэффициент линейного расширения,  $t$  – температура воздуха в процессе измерения линии,

$t_0$  – температура воздуха в процессе компарирования проволоки;

$\Delta d_h = \sum_1^n \left( -\frac{h_i^2}{2l} - \frac{h_i^4}{8l^3} \right)$  – поправка за приведение измеренной линии к горизонту, где  $h$  – превышение между целиками базисных штативов.



*Длиномеры.* Длиномеры - это автоматические модернизированные приборы для измерения расстояний с относительной погрешностью 1:2000 – 1:20 000. Измерение расстояний производится в подвешенном состоянии проволоки диаметром 0.5-0.8 мм (рис. 40). Длина проволоки может быть неограниченной, но практически из-за большой стрелки провеса ее не рекомендуется измерять расстояния более 500 м. Даже при измерении расстояний более 250 м необходимо устанавливать промежуточные штативы. Автоматический модернизированный дальномер АД1М имеет емкость счетчика до 1000 м.

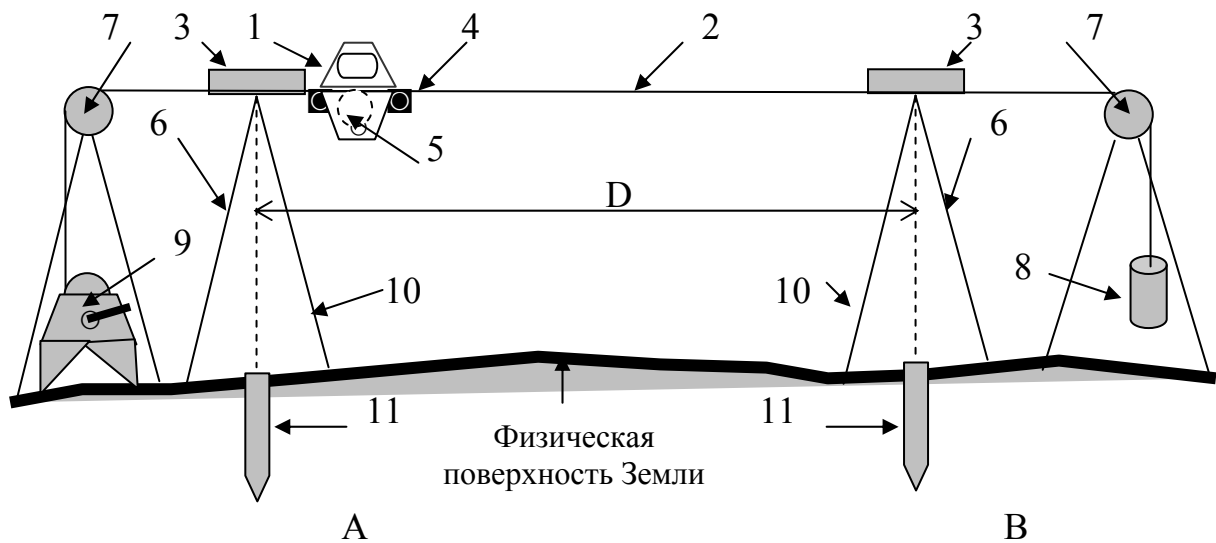


Рис. 40. Схема измерения линии АВ дальномером АД1М

Мерный диск 5 дальномера АД1М 1 изготавливается из стали или инвара. Проектная длина окружности его канавки равна 300 мм. Счетный механизм представляет собою ступенчатый счетчик, связанный с мерным диском ступенчатой передачей. Считывание сантиметров и миллиметров производится по круговой шкале, скрепленной с диском, а метров, десятков и сотен метров – по счетному механизму. Расположение дальномера над точками осуществляется двумя фиксаторами.

Лебедка 9, блочные штативы 7 и груз 8 массой 15 кг служат для натягивания проволоки между измеряемыми точками.

Измерение длины линии производится следующим образом. Над колышками 11 в точках А и В устанавливают штативы 6 с оптическими центрами. За оптическими штативами в створе измеряемой линии устанавливают блочные штативы 7. Рядом с задним штативом устанавливают лебедку 9 с проволокой 2, конец которой перебрасывают через блок и вводят через щели дальномера 1 в направляющие ролики 4 и канавку мерного диска 5. Протянув проволоку до конца измеряемого расстояния и перекинув ее через блок второго штатива, подвешивают к концу проволоки груз 8 массой 15 кг. Затем над точками А и В на

проволоке закрепляют шкалы 3 длиной 20 см, нули которых обращены друг к другу. После этого передвигают длиномер к начальной точке А до контакта левого фиксатора с нулем первой шкалы и, затормозив мерный диск специальным стопором, производят начальный отсчет  $N_1$  по длиномеру. Растворозив мерный диск и, держа длиномер за ручку, прокатывают его по проволоке до контакта правого фиксатора с нулем шкалы на точке В и берут отсчет  $N_2$  по длиномеру. Далее необходимо при помощи оптических центриров уточнить положение точек А и В на шкалах относительно их нулевых штрихов, т.е. при помощи центриров взять отсчеты непосредственно по шкалам –  $n_1$  и  $n_2$ . Искомое расстояние между точками А и В будет равно:

$$D = N_2 - N_1 + n_1 + n_2 + C + \Delta_r + \Delta_t + \Delta_d, \quad (82)$$

где  $C$  – расстояние между фиксаторами длиномера,  $\Delta_r$  - поправка за компарирование мерного диска,  $\Delta_t$  - поправка за температуру мерного диска,  $\Delta_d$  - поправка за стрелку провеса проволоки.

Данные поправки определяют путем измерения длиномером отрезка известной длины, т.е. измеряют им полевой компаратор. Тогда поправка  $\Delta_r$  будет равна:

$$\Delta_r = D_N (K - 1), \quad (83)$$

где  $K = \frac{b}{D_N}$  и  $b$  – длина компаратора,  $D_N = N_2 - N_1$ .

В измеренное расстояние часто вводится поправка и за ее наклон.

Поправка  $\Delta_t$  обусловлена изменением радиуса мерного диска из-за разности температур при компарировании  $t_0$  и данных измерений  $t$ , т.е

$$\Delta_t = \alpha D_N (t - t_0), \quad (84)$$

где  $\alpha$  – коэффициент линейного расширения металла, из которого изготовлен мерный диск.

Поправка  $\Delta_d$  за провисание проволоки с учетом асимметрии цепной линии может быть рассчитана:

$$\Delta_d = \Delta f_0 \left( \frac{D_N}{D_0} \right)^3 \cos^2 v, \quad (85)$$

где  $\Delta f_0$  – поправка за провес проволоки длиной  $D_0$  между точками, лежащими на одной высоте (выбирается из таблиц по аргументам длины линии и силе натяжения проволоки);  $v$  – угол наклона хорды.

Длиномер удобен для измерений линий через овраги, ямы и т.п. В случае препятствий их обходят с длиномером, оттягивая проволоку в сторону. Если при подходе к конечной точке проволока остается в исходном положении, то такие обходы препятствий не вызывают погрешности в измерениях.

Из всех механических мерных приборов наибольшее распространение нашли свое применение рабочие мерные приборы: ленты, рулетки, тросы (рис. 41). Они удобны не только для измерения длин линий, но и производства разнообразных инженерно-геодезических работ в строительстве. Это обусловлено как достаточно высокой точностью измерений (табл. 2), так и простотой их устройства и эксплуатации.

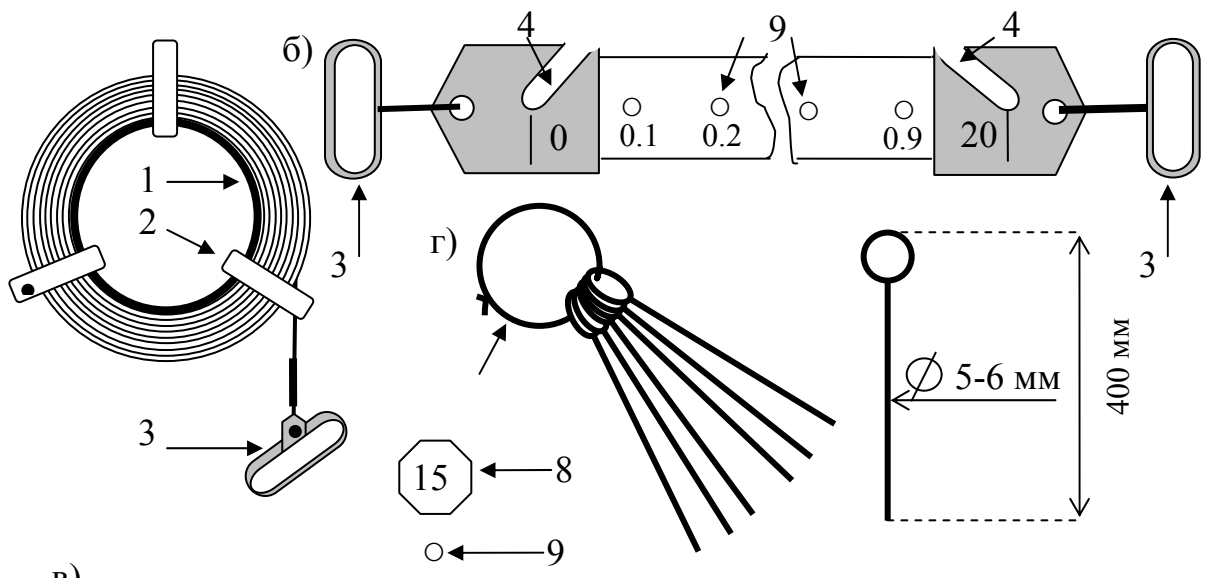
*Стальная землемерная штриховая мерная лента – ЛЗ.* Для непосредственного измерения длин линий на местности чаще всего применяют стальные ленты землемерные длиной 20, 24, 50 м, шириной 10-15 мм и толщиной 0,4-0,5 мм, к концам лент прикреплены ручки (рис. 41.-1, а, б, в). Для измерения длин линий меньше длины мерного прибора на поверхности ленты нанесены деления через 1, 0.5 и 0.1 м. Метровые деления обозначены специальными пластинами 8 с соответствующей цифрой 5, полуметровые деления обозначены заклепками 6 и дециметровые – отверстиями 9. Отсчеты с точностью до сантиметров оценивают на глаз как десятые доли дециметра. В нерабочем состоянии лента хранится намотанной на специальное кольцо с боковыми ограничителями (рис. 41,а-2). В комплект штриховой мерной ленты входят 6 или 11 шпилек (рис. 41,г), при помощи которых лента фиксируется на местности. Для этого, после сматывания ленты с кольца, укладки ее в створе измеряемой линии и придания ей соответствующего натяжения, шпильки вставляются в вырезы 4, расположенные против концевых штрихов ленты. Так как длина ленты равна расстоянию между крайними штрихами, то тем самым на земной поверхности шпильками будет закреплена длина мерного прибора. Для измерения линий с более высокой точностью используют шкаловые ленты.

*Стальная землемерная шкаловая мерная лента – ЛЗШ.*

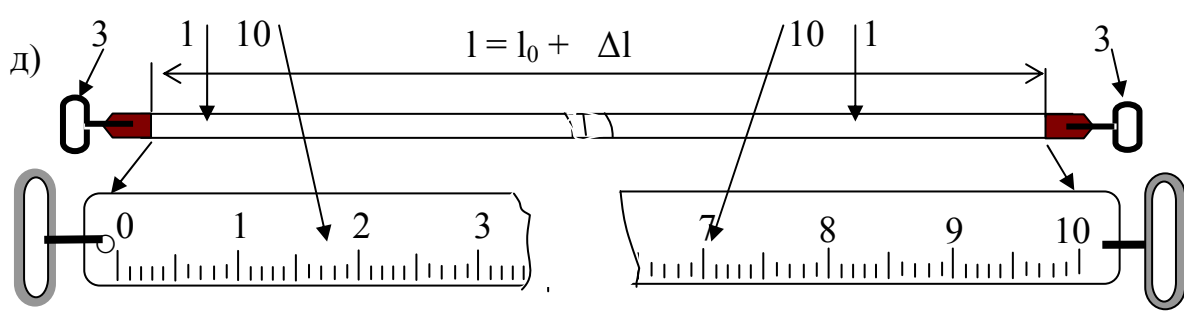
Шкаловая мерная лента в целом повторяет устройство штриховой ленты, т.е. длина ее составляет 20, 24 и 50 м шириной 10-15 мм и толщиной 0.4-0.5 мм (рис. 41,д-1). Отличие ее заключается в том, что вместо штрихов на концах шкаловой ленты имеются шкалы с миллиметровыми делениями длиной 100 мм (рис. 41,д-10), позволяющими брать отсчеты с точностью 0.2 мм. Подписи делений на шкалах могут быть трех типов в зависимости от положения нулевого штриха на задней шкале: в начале (0-10 мм), в конце (100-0 мм) или посередине (50-0-50 мм) шкалы. Вследствие этого длина отрезка местности в интервале длины мерного прибора будет равна:

$$\begin{aligned} \text{первый тип шкалы } l &= l_0 + (\Pi - 3) \quad \text{второй тип} - l = l_0 + (\Pi + 3) \\ \text{третий тип} - l &= l_0 + [(3 \pm \Pi) + (\pm 3)], \end{aligned}$$

где  $\Pi$  и 3 отсчеты по задней и передней шкалам ленты, причем на задней шкале третьего типа отсчеты правее нуля считаются отрицательными, а левее – положительными.



в)



е)

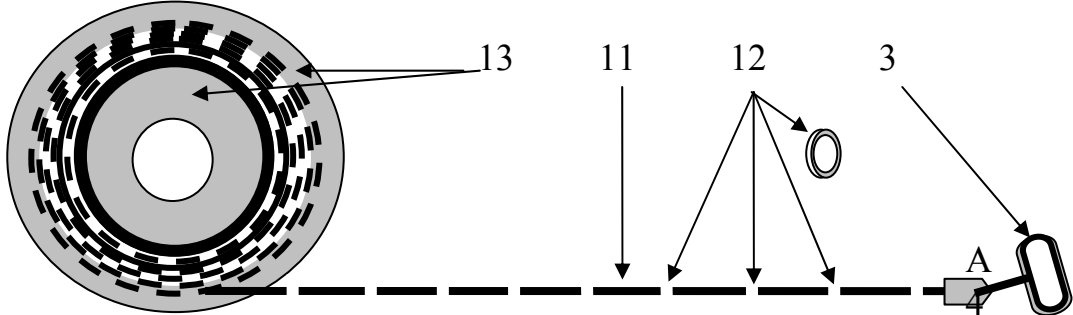


Рис. 41. Схема устройства землемерных мерных приборов

Таблица 2.

Наименование мерного прибора	Длина, м	Ширина Толщина, мм	Ср. кв. от - носительная погрешность измерения	Области применения
<i>ЛЗ</i> Лента землемерная штриховая	20, 24, 50	10÷15 0,4÷0,5	1:2 000	Топографо-геодезические съемочные и разбивочные работы в строительстве.
<i>ЛТ</i> Трос землемерный	50, 100	2	1:1500	То же, включая геодезическое обеспечение геологических работ.
<i>ЛЗШ</i> Лента землемерная шкаловая	20, 24, 50	10÷15 0,4÷0,5	1:3 000	Инженерно - геодезические съемочные и разбивочные работы.
<i>РК</i> Рулетка на крестовине	50,75, 100	10÷12 0,20÷0,25	1:3 000	То же, включая и изыскательские работы.
<i>РС</i> Рулетка стальная	2, 5, 10, 20, 30, 50	10÷12 0,16÷0,22	1:2 000 – 1:5 000	Разбивочные работы средней точности.

На передней шкале, наоборот, правее нуля отсчеты со знаком плюс, а левее нуля – со знаком минус. Расстояние между нулевыми делениями шкал равно длине ленты ( $l_0 + \Delta l$ ).

Отсюда видно, что шкаловые ленты могут также использоваться для измерения расстояний, укладывая ленту непосредственно на земле или подвешивая ее на специальных блочных штативах, т.е. в подвешенном состоянии. В первом случае возникают некоторые особенности при фиксации на земле концов мерной ленты, которая производится не с помощью шпилек, а путем прочерчивания нулевых штрихов шкал на плоскостях, подкладываемых под концы ленты. Кроме этого возникают трудности с измерением остатков, так как на лентах этого типа отсутствуют метровые и сантиметровые деления, и натяжение ее должно осуществляться при помощи динамометров, в противном случае наличие на ленте шкал с миллиметровыми делениями теряет свой смысл.

Во втором случае, при измерении длин линий шкаловыми мерными лентами в подвешенном состоянии нормативная точность соблюдается полностью методикой производства измерений, аналогичной методике измерения расстояний инварными проволоками.

*Трос землемерный.* Трос землемерный ЛТ представляет собою стальной 7-жильный канатик в пластмассовой оболочке диаметром около 2 мм (рис. 41,е). Трос 11 длиной 24, 50, 100 м, разделен на метровые отрезки кольцевыми поясками 12. В нерабочем состоянии трос наматывается на катушку 13.

При измерении расстояний трос укладывается на земле так же, как и штриховая мерная лента, и его длина отмечается теми же самыми шпильками. Длина отрезков местности, короче мерного прибора, определяется по метровым кольцам с точностью 0.1 м.

Применение землемерных тросов позволяет ускорить измерительный процесс, но с потерей точности. Поэтому их целесообразно использовать при различных оценочных инженерно-геодезических работах, например, в процессе таксации лесов или при кадастровых съемках объектов землепользования и т.п.

*Рулетки.* В процессе всех линейных измерений, какими бы мерными приборами они не выполнялись, применяются и рулетки (стальные или тесменные, а иногда и инварные) длиной от 2 до 100 м с делениями через 1-10 мм (рис. 42).

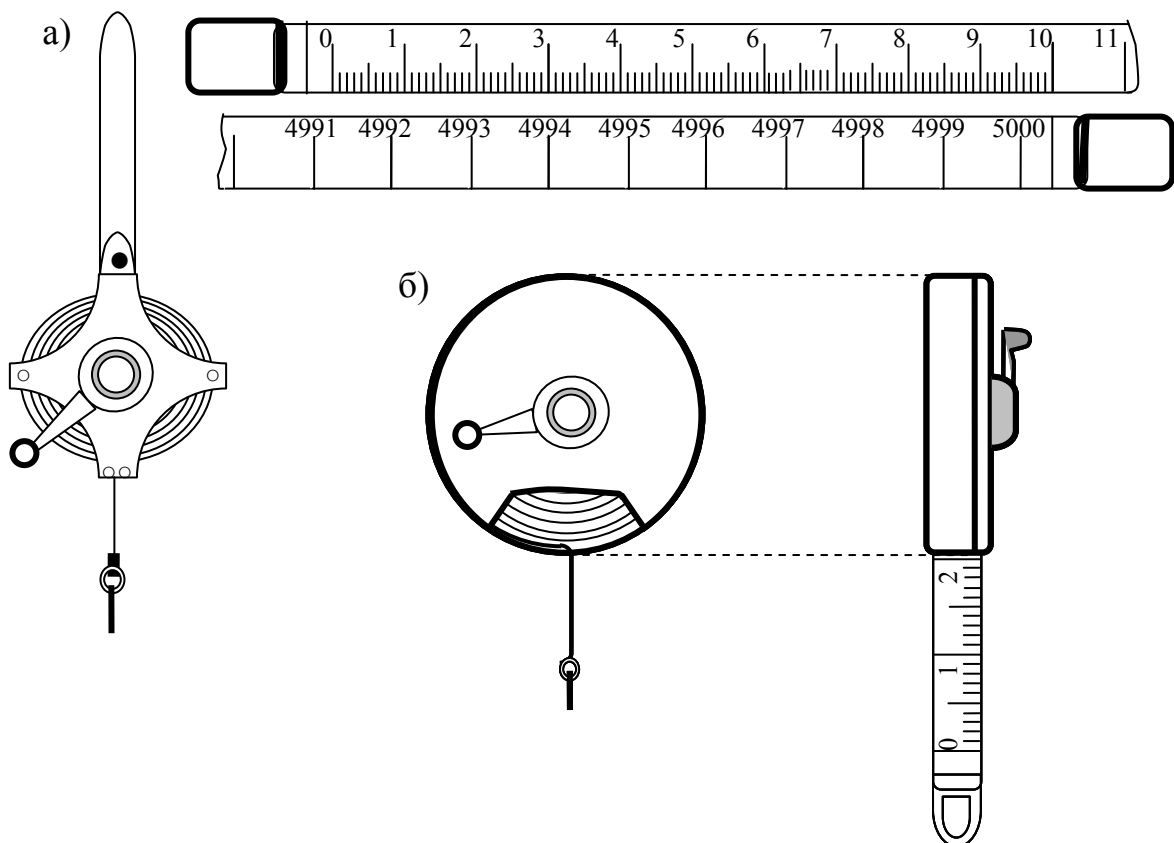


Рис. 42. Схема устройства рулеток для высокоточных измерений

В зависимости от назначения конструкция их может быть разной.

Например, металлические рулетки, предназначенные для точных измерений, изготавливаются на крестовине длиной 50, 75 и 100 м с ценой деления 1 мм на первом дециметре и 10 мм – на всех остальных частях рулетки (рис. 42,а) и на вилке длиной 20, 30, 50 м. Как правило, такие рулетки используются вместо лент и проволок при основных измерениях – базисов, базисных сторон, сторон съемочных обоснований. В этом случае для обеспечения нормативной точности линейных измерений необходимо обеспечивать соответствующее натяжение рулетки (динамометром) и учет температурного влияния на длину рулетки.

При контроле линейных размеров геометрических параметров элементов строительных конструкций и производстве детальных разбивок применяются рулетки длиной 5,10 м (РЗ-5, РЗ-10) и других номинальных размеров. Стальные рулетки широко применяются при выполнении инженерно-геодезических разбивочных работ и контрольно-монтажных измерениях.

Стальные и реже тесменные рулетки длиной от 5 до 20 м широко используются в процессе производства различного рода съемках в качестве обеспечения способов съемки ситуации – способом прямоугольных координат (перпендикуляров), полярных координат, линейной засечки. При этом рекомендуется использовать рулетки длиной не меньше длины перпендикуляров или радиус-векторов. Рулетки хранятся в свернутом состоянии в специальных футлярах (рис. 42, б).

### ***3.3. Оптико-физические мерные приборы***

#### ***3.3.1. Нитяной дальномер***

Одним из самых распространенных оптико-физических мерных приборов является нитяной дальномер. Нитяной дальномер является составной частью всех зрительных труб геодезических приборов – теодолитов, нивелиров, кипрегелей.

Основной частью нитяного дальномера является сетка нитей зрительной трубы. Сетка нитей состоит из двух взаимно перпендикулярных прямых, образующих визирную ось зрительной трубы. Причем одна из нитей располагается горизонтально, а другая вертикально. Относительно горизонтальной прямой и симметрично ей нанесены еще две нити – дальномерные (рис. 43, линии *a* и *b*). На рисунке эти нити проходят в этих точках перпендикулярно плоскости рисунка. Расстояние *p* между этими нитями постоянно.

Из геометрической оптики известно, что лучи *aa'* и *bb'*, идущие от верхней и нижней дальномерных нитей параллельно оптической оси *KF* и преломившись в объективе, пересекаются в точке переднего фокуса





Поправку  $\Delta S$  определяют путем измерения нитяным дальномером различных известных горизонтальных расстояний:

$$\Delta S = S - 100n. \quad (88)$$

По результатам этих измерений составляют таблицу или строят график зависимости  $\Delta S$  от расстояний  $S$ . Вообще-то величина  $\Delta S$  невелика и при решении многих задач ее чаще всего не учитывают.

Поэтому, как правило, используют формулу:

$$S = Kn = 100n. \quad (89)$$

При  $K = 100$  параллактический угол  $\beta = 34,38' = 0,01\rho$ , где  $\rho$  – радиан.

При определении дальномерных расстояний обычно используют рейки с сантиметровыми делениями для технического нивелирования.

Здесь следует также отметить, что при выводе формулы определения расстояния нитяным дальномером визирная ось зрительной трубы была перпендикулярна рейке. В общем случае визирная ось  $FK$  имеет с вертикальной рейкой угол, отличающийся от прямого на угол наклона  $\nu$ , и разность отсчетов по рейке будет равна  $n'$  (рис. 44). Отсюда величина  $n$  будет равна  $n = n' \cos \nu$ . Следовательно, в общем случае формула определения расстояния нитяным дальномером будет иметь вид:

$$S = Kn' \cos \nu + c. \quad (90)$$

### 3.3.2. Дальномеры двойного изображения

В основу определения расстояний оптическими дальномерами этого типа положено решение равнобедренного или прямоугольного треугольника, имеющего одну короткую сторону и противолежащий ей угол, который называется *параллактическим углом*.

Сущность дальномеров двойного изображения заключается в следующем (рис. 45).

Если перед объективом теодолита поместить оптический клин, закрывающий половину объектива, то луч  $mM$  проходящий через открытую часть объектива, будет прямолинейным, а идущий через оптический клин отклоняется на угол  $\beta$ . В зрительной трубе будут видны два изображения ( $M$  и  $M_1$ ) одной и той же точки  $m$ . При проектировании этих лучей на вертикально установленную рейку в точке, расстояние до которой необходимо измерить, по ней можно определить длину отрезка  $MM_1 = n$ .



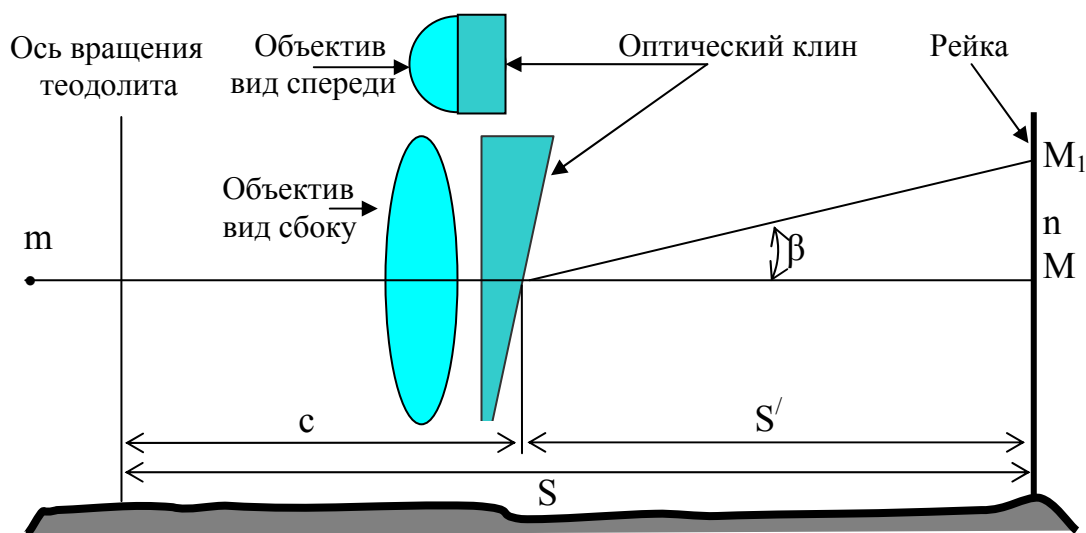


Рис. 45. Схема определения расстояний дальномерами двойного изображения

Из анализа рис. 45 видно, что если поворачивать оптический клин, то можно изображение на рейке точки  $M_1$  переместить в точку  $M$  и таким образом измерять параллактический угол. В связи с этим существуют два основных вида дальномеров двойного изображения: дальномеры с постоянным параллактическим углом  $\beta$  и переменным базисом, т.е.  $n$ , и дальномеры с переменным параллактическим углом  $\beta$  и постоянным базисом  $n$ . Дальномеры изготавливаются в виде насадок на объектив зрительной трубы теодолита.

В первом случае применяют специальные рейки, у которых на одной вертикальной половине их нанесена шкала по всей длине, а на второй – верньер, который смещается оптическим клином в зависимости от величины измеряемого расстояния. Причем оптические характеристики объектива и оптического клина насадки рассчитаны таким образом, что по рейке берется не величина переменного базиса, а непосредственно расстояние. Это позволяет обеспечивать точность измерения расстояний не ниже 1:5000 от ее длины. Рейка устанавливается на точке вертикально при помощи круглого уровня или отвеса.

Во втором случае так же применяются специальные рейки в виде штанг с закрепленными марками, расстояние между которыми постоянно и равно  $b = n = 1018$  и  $550$  мм. Параллактические углы измеряются при помощи микрометров, что также позволяет измерять расстояния с точностью не ниже 1:5000 от ее длины. Рейки устанавливаются на штативе горизонтально и перпендикулярно к направлению визирной оси.

Расстояние  $S$ , учитывая малый угол  $\beta$ , определяется по формуле

$$S = n \operatorname{ctg} \beta + c = \frac{\rho}{\beta} + c = \frac{K}{\beta} + c, \quad (93)$$

где  $K$  – коэффициент дальномера,  $c$  – постоянная дальномера,  $\rho$  и  $\beta$  – в секундах дуги.

### 3.3.3. Радиофизические дальномеры.

#### Свето- и радиодальномеры.

#### Лазерные светодальномеры. Лазерные рулетки

В настоящее время высокоточные линейные измерения выполняют в основном электронными приборами – свето- и радиодальномерами, заменившими трудоемкие измерения базисными приборами. Принцип измерения расстояний этими приборами заключается в определении времени и скорости распространения электромагнитных волн (ЭМВ) вдоль измеряемой линии. В этом случае расстояние  $S$  определяется по формуле:

$$S = v\tau/2 + \delta, \quad (94)$$

где  $v, \tau$  – скорость и время распространения ЭМВ вдоль измеряемой линии в прямом и обратном направлениях,  $\delta$  – постоянная приборная поправка.

Время  $\tau$  распространения ЭМВ определяют непосредственно с помощью свето- и радиодальномеров или непосредственно, или через величины, функционально связанные с ним.

В светодальномерах скорость  $v$  определяют по известной скорости света  $c$  в вакууме и коэффициенту  $n$  преломления, который находят по результатам метеорологических измерений, т.е.

$$v = c/n. \quad (95)$$

Отсюда видно, что на работу светодальномеров существенное влияние оказывают метрологические условия внешней среды. На работу радиодальномеров атмосферные условия практически не оказывают существенного влияния.

Сущность всех методов измерения расстояний состоит в сравнении одного и того же физического параметра, связанного с электромагнитным излучением, до и после прохождения ЭМВ измеряемой линии. Для этого на одном конце линии устанавливают передатчик и приемник, на другом конце – отражатель.

Для светодальномеров в качестве отражателя применяются призмные отражатели, состоящие из различного числа угольковых призм (трипельпризм), смонтированных в специальном корпусе (рис. 23).

Для радиодальномеров в качестве отражателя применяются приемопередающие радиостанции, которые ретранслируют и усиливают сигналы, принятые от передающей станции, чем и объясняется наряду с

меньшим затуханием радиоволн в атмосфере по сравнению со световыми их дальность измерений (до 150 км).

Сигнал от передатчика направляется по двум направлениям: непосредственно в приемник и на отражатель, отразившись от которого, он так же поступает в приемник. Первое направление называют опорным, а идущий по этому направлению сигнал – опорным сигналом. Второе направление создает дистанционный (измерительный) канал, а приходящий по нему от отражателя сигнал называют дистанционным или измерительным сигналом. В приемнике опорный и дистанционный сигналы сравниваются по параметру, выбор которого определяет метод измерения расстояний:

1) *временной*, связанный с импульсным излучением и измерением времени прохождения импульсом измеряемой линии в прямом и обратном направлениях;

2) *интерференционный*, использующий результаты интерференции опорной и отраженной волн непрерывного излучения без модуляции;

3) *фазовый*, в котором используют непрерывное или импульсное излучение с модуляцией гармоническим сигналом или непрерывное излучение без модуляции, что позволяет найти разности фаз излучаемых и принимаемых колебаний на модулирующей или несущей частоте;

4) *частотный*, в котором применяют непрерывное или импульсное частотно-модулированное излучение, что позволяет измерить разности мгновенных частот, излучаемых и принимаемых колебаний.

В геодезии наиболее распространенным методом является фазовый, позволяющий измерять расстояния от десятков метров до десятков километров. Практически во всех свето- и радиодальномерах и в большинстве радиогеодезических систем используют фазовый метод.

Дальнейшие исследования позволили разработать комбинированный *импульсно-фазовый гетеродинный* способ измерения, который позволяет в светодальномерах использовать импульсный метод для измерений в режиме «Грубо» и фазовый – в режиме «Точно». Этот способ нашел свое отражение в светодальномерах типов СТ5, СП2 и электронных тахеометрах Та5, 3Та5Р и Та3.

В современных светодальномерах в качестве источников света используются светодиоды и лазеры. Лазерные светодальномеры и особенно лазерные рулетки, принцип измерения расстояний которыми один и тот же, находят все большее применение в практике геодезических работ.

*Лазерные светодальномеры, лазерные рулетки* (рис. 46).

Видимый лазерный луч рулетки направляется на точку, расстояние до которой необходимо измерить, и после нажатия кнопки на дисплее прибора появляется результат измерения с точностью 1 мм.



Рис. 46. Общий вид: а) светодалномер и б) лазерных рулеток

В лазерных рулетках типа DISTO (Leica, Швейцария) диапазон измерения расстояний от 0,3 до 120 м с точностью 3 мм, при этом расстояния до 30 м измеряются без отражателя. Результаты измерений могут накапливаться в памяти прибора, их можно суммировать, умножать и производить подсчет площадей и объемов. Такие возможности рулеток делает их незаменимыми при линейных измерениях на стройплощадках промышленных и гражданских сооружений.

В последнее время разработаны лазерные светодалномеры, позволяющие измерять расстояния до 300 м без отражателя, что особенно ценно при определении неприступных расстояний.

### 3.4. Закрепление точек на местности. Геодезические знаки и центры

Перед началом геодезических измерений намеченные точки на местности тщательно закрепляют различными знаками и центрами в зависимости от длительности их использования при сборе топогеодезической информации. При временном использовании точек их закрепляют наиболее простым способом - колышками длиной 25-30 см, толщиной 4-5 см, в торце которого и отмечают точку в виде крестика. Иногда в срез колышка забивают гвоздик, шляпка которого и является намеченной точкой местности. Такой колышек забивают вровень с землей. Рядом с основным колышком на небольшую глубину забивают сторожок – колышек длиной около 50 см и окапывают канавкой в виде окружности, квадрата или треугольника с целью быстрого обнаружения точки (рис. 47, а). На сторожке карандашом или краской отмечают номер точки.

В тех случаях, когда точки используются в течение продолжительного периода времени, их закрепляют более фундаментально, например, столбами длиной 1,5 – 2 м (рис. 47, б).

Вместо деревянных столбов часто используют примерно такой же длины обрезки металлических труб или железобетонных столбиков. В городских условиях и на строительных площадках точки обозначают

металлическими трубками или штырями, а на участках с твердым покрытием – костылями или гвоздями, а иногда и масляной краской.

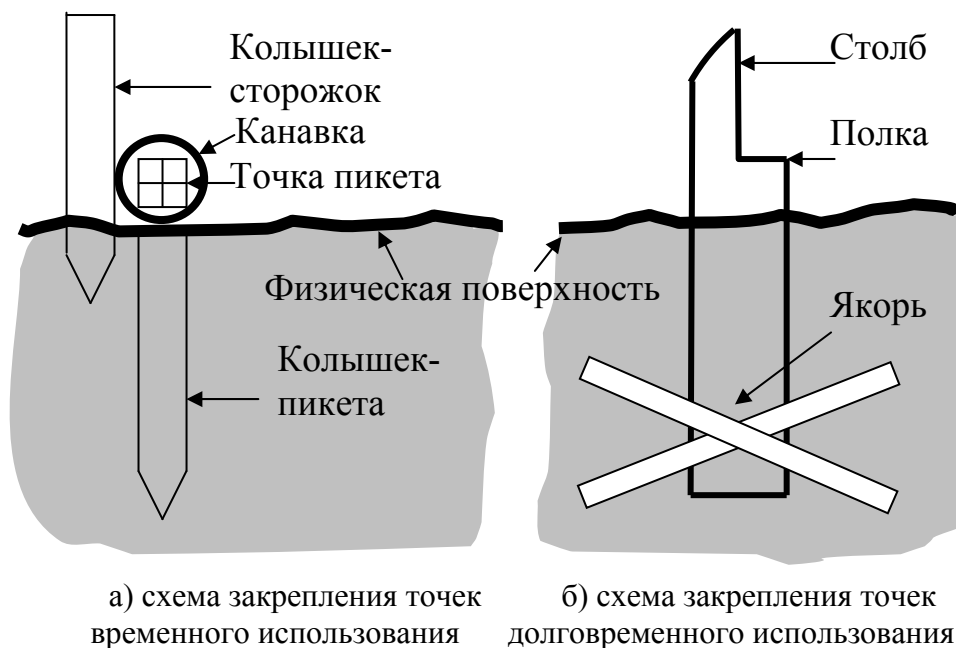


Рис. 47. Схема закрепления точек на местности

Особым способом закрепляют на местности точки длительной сохранности их положения, к которым относятся точки государственной геодезической сети (ГГС). Точки или пункты ГГС закрепляют сооружением, состоящим из подземной и наружной части. Подземная часть является *центром* геодезического пункта. Как правило, центр представляет собой железобетонную плиту с вмонтированной в ней маркой, на которой нанесена точка в виде крестика. К этой точке и отнесены координаты пункта. Для большей надежности подземная часть состоит из нескольких плит, расположенных на разных уровнях с учетом глубины промерзания грунта. Марки этих плит расположены на одной вертикальной линии.

В настоящее время используют и другие способы монтажа геодезических центров. Описание конструкций центров и методика их закладки в разных районах страны приведены в инструкции «Центры и реперы государственной геодезической сети СССР (М.: Недра, 1973). Наружная часть сооружения, называемая *геодезическим знаком*, предназначена для установки визирной цели в виде цилиндра и подъема измерительных приборов на требуемую высоту над землей. В геодезических сетях применяют следующие геодезические знаки: тур, пирамида, пирамида со штативом, простой и сложный сигналы.

*Туры.* Понятие тур относится к каменному нагромождению на остроконечных вершинах гор. В геодезических целях на вершинах, когда

видимость с нее обеспечивается по всем направлениям непосредственно с земли, туры строятся специально. Скальный грунт, на котором устанавливается тур, должен залегать на глубине до 1,5 м. На верху тура устраивается площадка для установки прибора при выполнении геодезических работ. После выполнения измерений на этой площадке закрепляется визирный цилиндр. Такое закрепление точек применяется только в горных районах. В обычных условиях в качестве геодезических знаков строятся трех- или четырехгранные пирамиды и сигналы.

*Простая пирамида* применяется, если имеется видимость на соседние пункты с земли и наблюдения можно вести с обычного штатива (рис. 48, а).

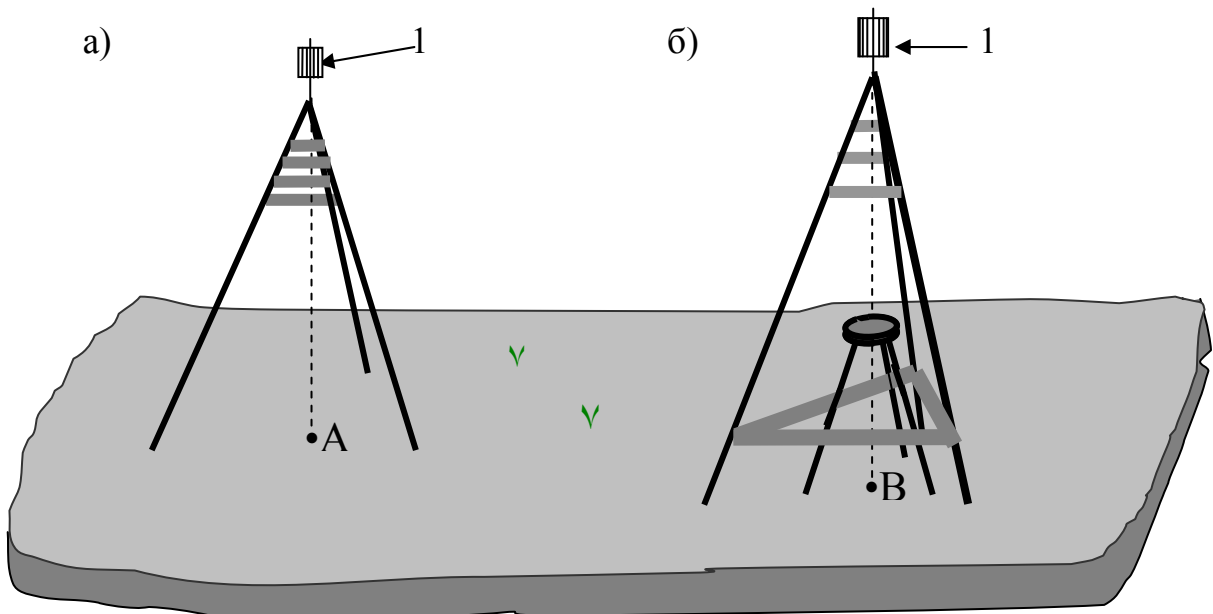


Рис. 48. Схемы пирамид: а – простая; б – с изолированным штативом

В случае если видимость по всем направлениям обеспечивается с высоты 2-3 метров над землей, то внутри пирамиды с визирным цилиндром 1 устанавливается постоянно специальный штатив с площадкой 2 для наблюдений (рис. 48, б). Площадку 3 для наблюдателя крепят к пирамиде и изолируют от штатива.

*Простые сигналы* устанавливают на тех пунктах, где видимость по всем направлениям обеспечивается с высоты 4-10 м над землей (рис.49, а); он состоит из двух изолированных пирамид: внешней 3 для визирного цилиндра 1 и площадки для наблюдателя 4 и внутренней 2 - для установки прибора.



Как правило, внутренняя пирамида – трехгранник, а внешняя – четырехгранник, в основании которого лежит квадрат со стороной,  $a = h/5 + 2$  м, где  $h$  – высота площадки наблюдателя.

Сложные сигналы устанавливают на пунктах, где видимость по всем направлениям обеспечивается с высоты 11 - 40 м над землей (рис. 49,б); он состоит также из двух пирамид: внешней для визирного цилиндра и площадки для наблюдателя, а также в качестве несущей основы для внутренней пирамиды, которая несет на себе столик 7 для прибора и крепится на расстоянии 6 м от площадки наблюдателя.

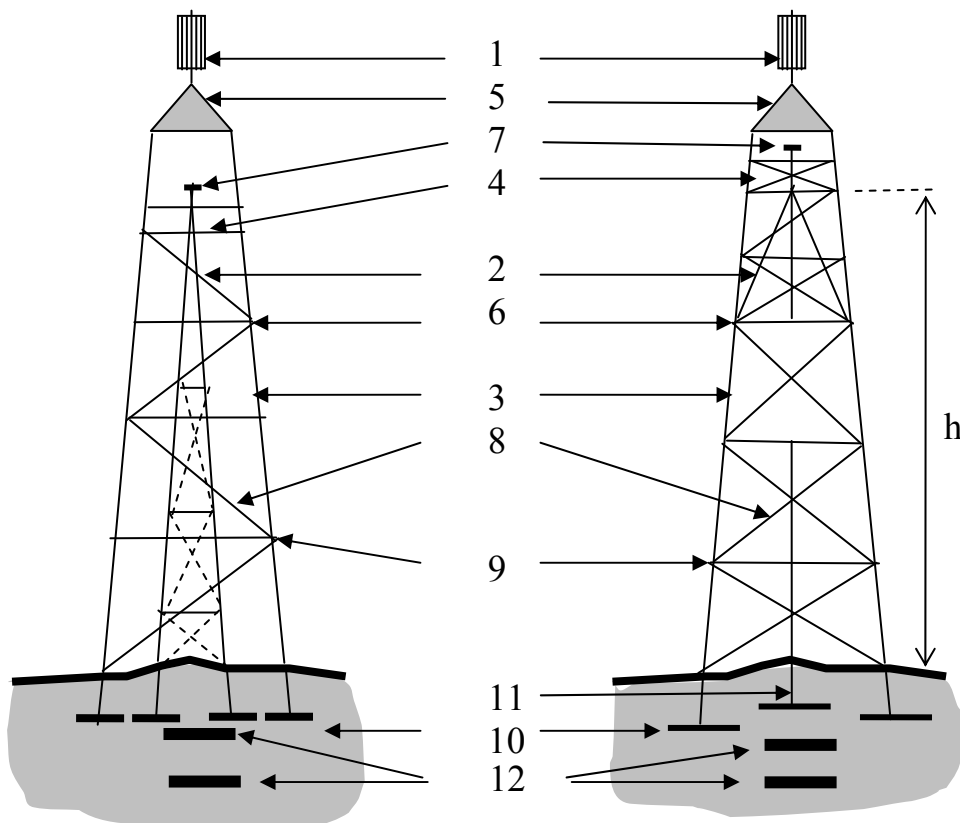


Рис. 49. Схемы сигналов: а) - простой; б) – сложный

- 1 – визирный цилиндр, 2 – внутренняя пирамида, 3 – внешняя пирамида, 4 – площадка для наблюдателя, крыша, 6 – основные столбы, 7 – столик для прибора, 8 – крестовины, 9 – венец, 10 – якорь, 11 – дополнительный столб, 12 – плиты подземной части сооружения – геодезический центр пункта

### 3.5. Вешение линий на местности

Особенностью линейных измерений в геодезии является то, что на местности измеряемый отрезок представлен только двумя точками его закрепления. Эта особенность сказывается только при использовании мерных приборов для непосредственного измерения длин линий, так как в этом случае единица измерений укладывается в *створе* данного отрезка, а

не совмещается с ним. Поэтому как бы тщательно не осуществлялся процесс укладки единицы измерения, например, 20-метровой мерной ленты, в створе измеряемого отрезка АВ, в результате получим длину некоторой ломаной линии А123В вместо искомой длины А1<sub>0</sub>2<sub>0</sub>3<sub>0</sub>В (рис. 50).

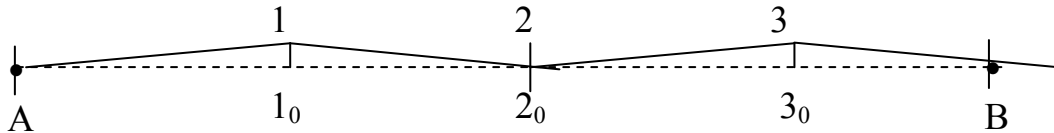


Рис. 50. Схема измерения на местности длины отрезка АВ путем последовательной укладки мерного прибора в створе его

Если принять величину  $1l_0 = \Delta d$  за погрешность совмещения мерного прибора  $A1 = d$  с отрезком  $A1_0 = d_0$  измеряемой прямой АВ, то длина отрезка  $A1_0$  будет равна:

$$d_0 = d \cos \left( \frac{\Delta d}{d} \rho^0 \right), \quad (96)$$

где  $\rho^0$  – величина радиана в градусах.

Если принять погрешность совмещения  $\Delta d = 0,10$  м, длину мерного прибора  $d = 20$  м и  $\rho^0 = 57,3^0$ , то длина отрезка  $A1_0$  прямой АВ будет равна:

$$d_0 = 20 \text{ м} \times \cos \left( \frac{0,10}{20} 57,5^0 \right) = 19,9997 \text{ м}$$

Таким образом, при укладке мерного прибора в створе измеряемой линии с погрешностью около 10 см, общая длина отрезка местности будет получена с относительной погрешностью около 1:67000. Эта величина практически не сравнима с другими погрешностями, неизбежно сопутствующими линейные измерения - взятия отсчетов по шкалам мерных приборов, обеспечения постоянства натяжения мерного прибора, учета влияния внешних условий и т.д., и ею можно пренебречь. Однако это утверждение правомерно лишь при расстоянии нескольких сотен метров – 300-400 м. При значительных расстояниях (более 400 м) погрешность укладки мерного прибора в створе измеряемой линии возрастает и здесь уже следует учитывать отклонение концов мерного прибора и друг относительно друга, и относительно створа линии. В этом случае погрешность в длине прямолинейного отрезка  $d_0$  будет возрастать даже при вышеуказанном отклонении  $\Delta d$  концов мерного прибора от створа прямой линии АВ (рис. 51).

Вследствие вышесказанного при измерении расстояний, превышающих 300-400 м, их разбивают на несколько участков, т.е. выполняют так называемое вешение линий.

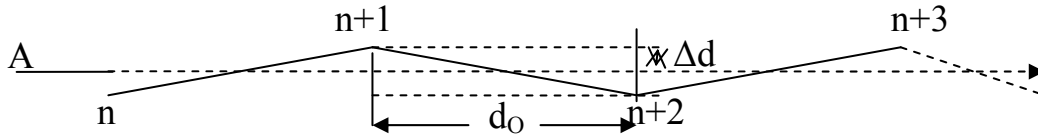


Рис. 51. Схема расположения мерного прибора в створе линии АВ по мере удаления процесса укладки его от начальной точки А

*Вешением* называют процесс установки ряда вех на линии, соединяющей конечные точки ее. Вешение может производиться или при помощи теодолита, или бинокля, или на глаз в зависимости от длины измеряемой линии. Здесь следует отметить, что вешение необходимо не только при измерении значительных расстояний, но и более коротких отрезков в процессе перенесения в натуру различных сооружений. Существуют несколько способов вешения, основным из которых является способ вешения *на себя* (рис. 52).

1. *Вешение непосредственно прямой АВ* (рис. 52,а). Вешение выполняется двумя исполнителями. Первый исполнитель располагается в начальной точке А и при помощи теодолита или на глаз устанавливает створ линии АВ по ее конечной точке В, где второй исполнитель вертикально устанавливает веху. Затем второй исполнитель перемещается в створе линии АВ и по указанию первого исполнителя устанавливает вехи в точке 1, 2, 3 и т.д. Перед установкой второй исполнитель держит веху в вытянутой в сторону руке, чтобы не закрывать собой створ линии АВ, точнее уже установленные в створе вехи.

2. *Вешение продолжения створа линии АВ* (рис.52,б). Вешение выполняет один исполнитель. Для этого он самостоятельно на глаз определяет положение створа линии АВ и устанавливает веху в точке 1. Затем, переместившись на необходимое для вешения расстояние, устанавливает веху в створе линии АВ в точке 2. Далее устанавливается веха в створе линии 12 в точке 3 и т.д.

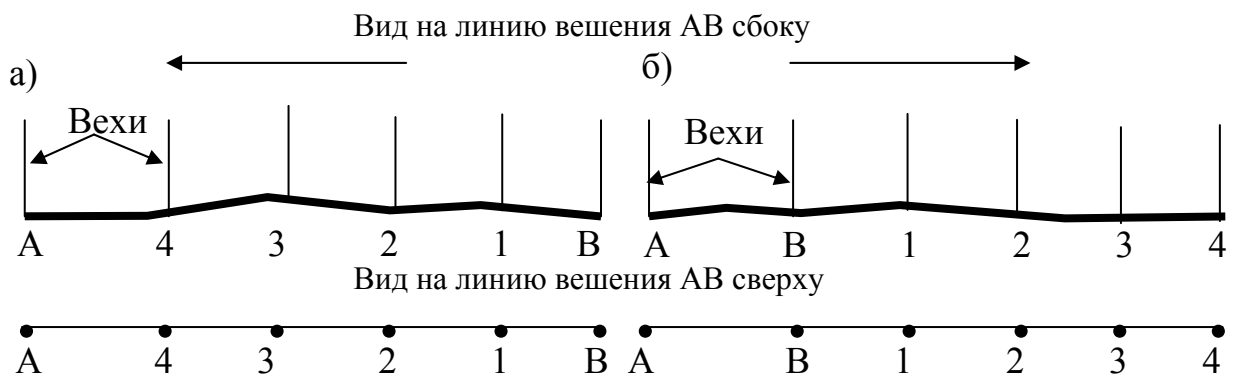


Рис. 52. Схема установки вешек:  
а) внутри отрезка АВ и б) при продолжении створа АВ.

Иногда воспользоваться этим, в общем-то, универсальным способом вешения не представляется возможным из-за отсутствия прямой видимости между крайними точками линии вешения. В этом случае прибегают к установке в створе данной линии промежуточных вех особым способом.

3. Вешение линии при отсутствии видимости между точками АВ.

Вешение линии выполняется двумя исполнителями и начинается с установки в створе ее промежуточных вех С и D следующим образом (рис. 53, а).

Сначала устанавливаются вехи в начальной и конечной точках линии АВ. Затем оба исполнителя располагаются на возвышении примерно в створе данной линии в точках  $C_1$  и  $D_1$  при условии прямой видимости с них соответственно точек В и А. После этого первый исполнитель, находящийся в точке  $D_1$ , определяет створ  $D_1A$  и выставляет в него второго исполнителя (точка  $C_2$ ). Второй исполнитель, находящийся в точке  $C_2$ , устанавливает створ  $C_2B$  и перемещает в него первого исполнителя (точка  $D_2$ ). Затем первый исполнитель устанавливает створ  $D_2A$  и перемещает в него второго исполнителя ( $C_3$ ). После этого устанавливается створ  $C_3B$  и в его створе отмечается точка  $D_3$ . Такое последовательное перемещение наблюдателей выполняется до тех пор, пока они не окажутся в точках С и D. В этом случае дальнейшее перемещение исполнителей становится невозможным, так как оба створа DA и CB совпадут с общим створом линии АВ. Более детальное вешение линии АВ выполняется уже с использованием промежуточных точек С и D обычным способом.

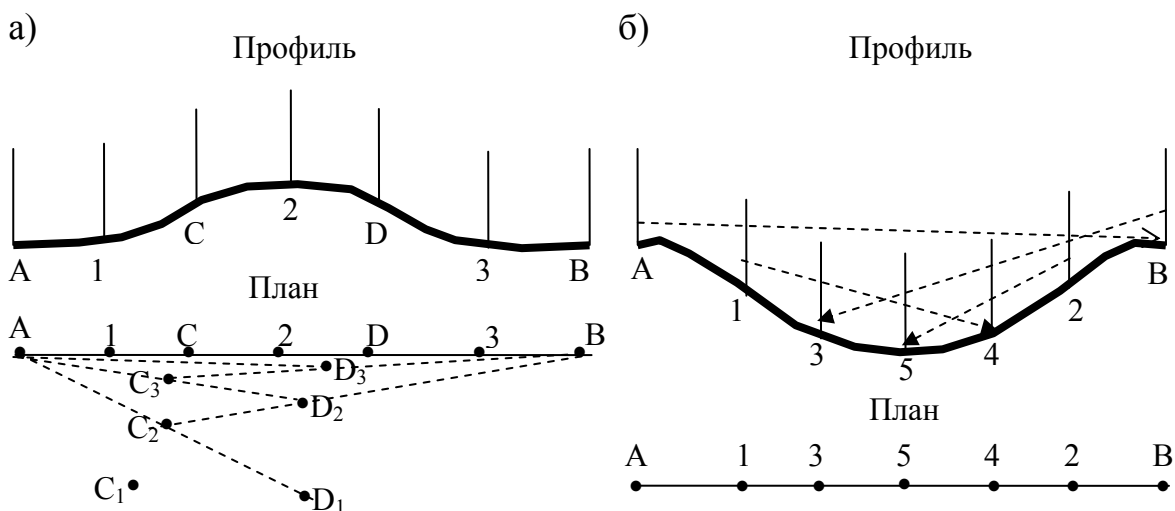


Рис. 53. Схема вешения линии АВ через :  
а) - возвышенность и б) - лощину

4. *Вешение через лощину.* Вешение выполняют попеременно с двух концов (рис. 53,б). Сначала в створе линии АВ на противоположных склонах лощины устанавливаются вехи 1 и 2. Затем в створе В-1 устанавливается веха в точке 3. Далее в створе 1-3 устанавливается веха в точке 4 и в створе 2-4 устанавливается веха в точке 5.

После вешения линию подготавливают для непосредственного измерения. Для этого при использовании механических мерных приборов в створе ее устраняют препятствия (кустарник, мусорные кучи, нагромождение веток и т.п.), мешающие укладке мерного прибора или на поверхность земли (в случае использования мерных лент, рулеток), или совмещению с целиками штативов (в случае использования мерных проволок). При использовании оптико-физических мерных приборов подготовка линии к измерению сводится к устранению препятствий, мешающих прямой видимости между смежными вехами.

### **3.6. Измерение линий мерными приборами**

#### ***3.6.1. Измерение линий механическими мерными приборами***

##### ***3.6.1.1. Измерение линий мерной лентой.***

При использовании 20-ти метровых мерных лент с комплектом шпилек и рулеток процесс измерения линий с участием двух исполнителей-мерщиков сводится к следующему.

Задний мерщик, находясь в начальной точке линии, закрепляет шпилькой вырез ленты у начального штриха ее, фиксирует ногой полотно ленты перед шпилькой и, ориентируясь на веху, установленной в конце данной линии, рукой показывает направление перемещения переднего мерщика для укладки ленты в створе линии. Передний мерщик, встряхнув и натянув ленту по указанному створу, закрепляет первой шпилькой вырез ее у конечного штриха и сообщает об этом заднему мерщику. Таким образом, на земной поверхности будет отмечен отрезок, равный длине мерной ленты. После этого задний мерщик освобождает конец ленты, выдернув шпильку из грунта, а передний освобождает свой конец, оставив шпильку на месте, и протягивает ее вперед на длину мерной ленты. Задний мерщик, дойдя до оставленной передним мерщиком шпильки, закрепляет на ней свой конец ленты и направляет переднего по створу линии. Передний мерщик, встряхнув и натянув ленту по указанному створу, закрепляет ее второй шпилькой и сообщает об этом заднему мерщику. Таким образом, на земной поверхности в створе данной линии будет отмечен второй отрезок, равный длине мерной ленты. Далее процесс измерения продолжается аналогичным способом.

Передний мерщик, воткнув последнюю шпильку, берет у заднего мерщика все собранные им шпильки данного комплекта. Факт передачи шпилек фиксируется в журнале измерений. В конце линии измеряют остаток  $r$  между шпилькой и конечной точкой ее. Окончательная длина линии определяется по формуле:

$$D = L_0k + 20(n-1) + r, \quad (97)$$

где  $L_0$  – величина, равная 100 м при числе 6 шпилек в комплекте лены или 200 м при числе 11 шпилек в комплекте;  $k$  – число передач шпилек от заднего мерщика переднему;  $n$  – число шпилек у заднего мерщика в момент измерения остатка.

При измерении линий *рулеткой* поступают аналогичным способом, отмечая конечные ее штрихи на местности тонкими гвоздями, а на твердом покрытии – прочерчиванием тонких линий.

### **3.6.1.2. Измерение линий мерной проволокой.**

При высокоточных измерениях расстояний используются, как отмечалось выше, инварные проволоки длиной 24 м с комплектом штативов. В этом случае полевые работы состоят из следующих этапов.

1. *Подготовительные работы.* Расчистка местности в створе измеряемой линии с целью обеспечения видимости и проходимости по трассе, а также устойчивости штативов во время измерений.

2. *Вешение линии.* При значительной длине измеряемой линии сначала в створе ее при помощи теодолита расставляются вехи примерно через 1-2 км. Затем в каждой полученной таким образом секции выполняется более детальное вешение через 200-300 м.

3. *Расстановка штативов.* Сначала на концах линии устанавливаются штативы с оптическими центрами. После центрирования на подставку центрира устанавливают теодолит и с его помощью осуществляют вешение «на себя» всех штативов с навинченными на их головках целиками. Расстояние между штативами, равное  $24 \text{ м} \pm (1-3) \text{ см}$ , измеряют мерным тросом или рулеткой. Штативы расставляют по секциям и нумеруют последовательно в одном направлении, начиная с нулевого. Концы секции закрепляют временными центрами в виде деревянных столбиков длиной 0,3-0,4 м и толщиной около 15 см. Столбики заземляют на глубину около 0,5 м так, чтобы верхний срез его был ниже поверхности земли на 10-15 см. При помощи центрира конец секции сносят на верхний срез временного центра и отмечают двумя взаимно перпендикулярными штрихами.

4. *Нивелирование целиков.* Нивелирование целиков производят из середины по двухсторонним рейкам, расстояние от прибора до штативов не должно превышать 60 м. Нивелируют штативы по секциям в прямом направлении до начала измерений и в обратном – после измерения линии. Расхождения превышений между соседними целиками, вычисленных по черной и красной сторонам рейки, не должны превышать 3 мм для пролетов с превышением менее 1 м, 2 мм – для пролетов с превышением более 1 м и 1 мм – для коротких пролетов. Нивелирование штативов заканчивается привязкой к нивелирной сети.

5. *Линейные измерения.* Измерение линии производится в прямом и обратном направлении, как правило, несколькими проволоками.

Для этого, как отмечалось выше, проволоку снимают с барабана и выдерживают на весу примерно 10 – 15 минут. Затем проволоку разворачивают так, чтобы отсчеты по шкалам увеличивались по направлению измерения линии. После этого к концам проволоки подвешивают гири весом 10 кг и размещают ее над штативами так, чтобы шкалы находились над целиками смежных штативов. Далее по команде переднего счетчика одновременно берут отсчеты по шкалам с точностью 0,1 мм. Как правило, берут три пары отсчетов при сдвиге проволоки на 1 – 2 см. Колебания трех разностей ( $\Pi - 3$ ) не должны превышать установленного инструкцией допуска.

Совершенно очевидно, что длина секции не будет выражаться целым числом пролетов по 24 м и в конце линии будет короткий пролет – остаток. В этом случае короткие пролеты измеряются специальной инварной лентой с миллиметровыми делениями. Лента подвешивается на блочных станках над целиками последнего и предпоследнего штативов и счетчиками одновременно берутся отсчеты ( $n$  и  $z$ ) по ней. Длина короткого пролета (остатка) будет равна:  $r = (n - z)$ .

Следовательно, длина секции по каждой проволоке в одном направлении будет равна:

$$D = l_0 n + (\Pi - 3) + r. \quad (98)$$

Перед измерением секции в обратном направлении наблюдатели вместе с блочными станками меняются местами. Проволоку также разворачивают и повторяют процесс измерения.

Аналогично поступают при измерении линии другими проволоками, имеющимися в комплекте данного мерного прибора.

По результатам прямого и обратного измерения секции в полевых условиях вычисляют длину секции по каждой проволоке и вводят поправки за температуру и компарирование. Расхождения длин секций по каждой проволоке не должны превышать  $4\sqrt{L}$  мм, где  $L$  – длина секции в километрах.

Как правило, работы по нахождению длины измеренной линии продолжаются в камеральных условиях, где контролируются все полевые расчеты и определяются поправки за компарирование проволоки и ленты, за превышения между смежными целиками, за температуру, за переход на поверхность референц-эллипсоида.

### 3.6.1.3. Определение расстояния, недоступного для непосредственного измерения

В тех случаях, когда непосредственное измерение расстояния между двумя точками местности оказывается невозможным, широко применяются косвенные методы, связанные или с геодезическими построениями геометрических фигур функционально связывающих искомые величины с измерениями в этих построениях углов и длин линий (аналитические методы), или с применением оптико-физических способов измерений расстояний (с применением дальномеров).

В первом случае геометрические фигуры образуют, в общем-то, прямую геодезическую засечку (рис. 54).

Допустим, необходимо определить длину отрезка АВ. При этом здесь возможны следующие варианты: в одном случае одна из точек искомой линии АВ при наличии прямой видимости недоступна для угловых измерений (рис. 54,а), в другом случае все точки геодезических построений доступны для угловых измерений (рис. 54,б).

В обоих случаях при доступной точке А разбиваются два базиса  $b_1$  и  $b_2$  и при них измеряются прибазисные углы  $\beta_1, \beta_2, \beta_3$  и  $\beta_4$ . Углы при второй точке в первом случае ввиду ее недоступности определяются как дополнения до  $180^0$ , т.е.

$$\begin{aligned}\gamma_1 &= 180^0 - (\beta_1 + \beta_2), \\ \gamma_2 &= 180^0 - (\beta_3 + \beta_4).\end{aligned}$$

Как видим, в первом случае отсутствует контроль угловых измерений в треугольниках  $AC_1B$  и  $ABC_2$ . Во втором же случае такой контроль существует, так как сумма углов в треугольнике должна равняться  $180^0$ ; отклонение от этой величины *называют угловой невязкой*

$$\begin{aligned}f_{\beta_1} &= \beta_1 + \beta_3 + \beta_5 - 180^0, \\ f_{\beta_2} &= \beta_2 + \beta_4 + \beta_6 - 180^0.\end{aligned}$$

Во втором случае эти углы измеряются –  $\beta_5$  и  $\beta_6$ .

Если полученные невязки не превышают допустимого значения, которое для работ технической точности будет равно

$$\text{доп. } f_{\beta} = 1' \sqrt{3} = 1,7',$$



то их распределяют на каждый угол поровну с обратным знаком, т.е. в каждый измеренный угол вводят поправку

$$\Delta\beta = - \frac{f_{\beta}}{3}$$

и вычисляют исправленные углы

$$\beta_{\text{исп}} = \beta_{\text{изм}} + \Delta\beta.$$

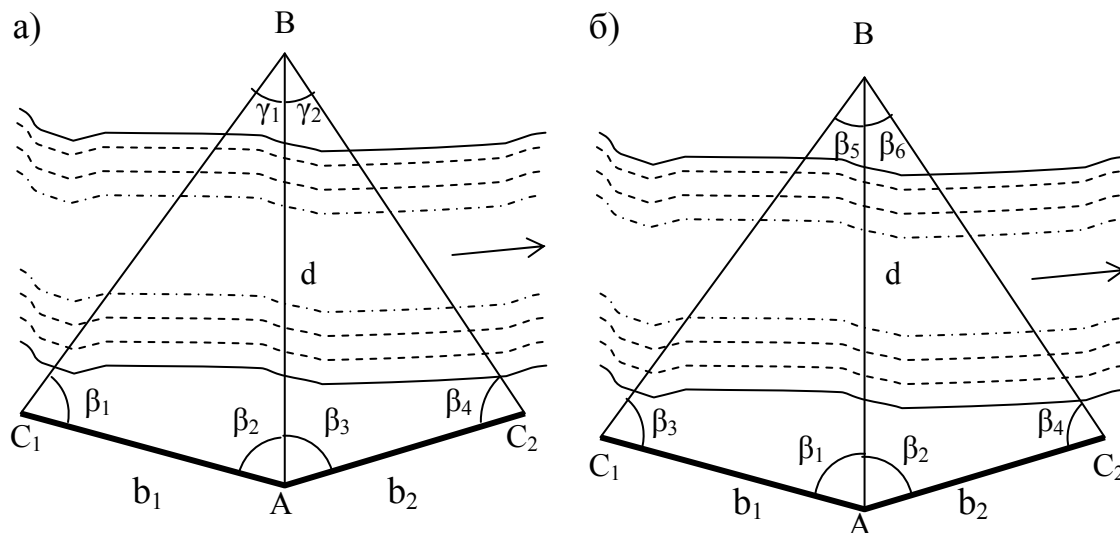


Рис. 54. Схемы определения недоступных расстояний при наличии прямой видимости между точками линии:

- а) точка В недоступна для угловых измерений на ней;
- б) все точки геометрических фигур доступны для угловых измерений

Далее, решая треугольники  $AC_1V$  и  $ABC_2$ , по теореме синусов вычисляют искомое расстояние:

в первом случае  $d_1 = (b_1 \sin \beta_1) / \sin \gamma_1,$   
 $d_2 = (b_2 \sin \beta_4) / \sin \gamma_2;$

во втором случае  $d_1 = (b_3 \sin \beta_1) / \sin \beta_5,$   
 $d_2 = (b_2 \sin \beta_4) / \sin \beta_6.$

Если относительная погрешность разности  $\frac{(d_1 - d_2)}{d_{\text{cp}}}$  будет допустима, то за окончательное значение принимают среднее из двух полученных величин, т.е.

$$d_{\text{cp}} = 0,5 (d_1 + d_2).$$

В случае отсутствия прямой видимости между точками А и В и измерения углов при них невозможно, то в геодезических построениях

измеряют длину базисных линий  $a_1$  и  $b_1$ ,  $a_2$  и  $b_2$ , а так же угол  $\beta$  между ними (рис. 55). Непреступное расстояние вычисляют по теореме косинусов

$$d = \sqrt{a^2 + b^2 - 2ab \cos \beta}.$$

Если разность  $\Delta d$  величин  $d_1$  и  $d_2$ , полученных из решения двух треугольников, не превышает допустимого значения, то за окончательное также принимают среднее из  $d_1$  и  $d_2$ .

Из анализа рис. 55, а видно, что базисные стороны  $a_1$  и  $a_2$  при наличии прямой видимости вдоль них в свою очередь недоступны для непосредственного измерения. В этом случае применяют комбинированные способы измерений расстояний: базисные стороны  $b_1$  и  $b_2$  измеряют механическими мерными приборами, а стороны  $a_1$  и  $a_2$  оптико-физическими, при этом предпочтительнее применение лазерных дальномеров.

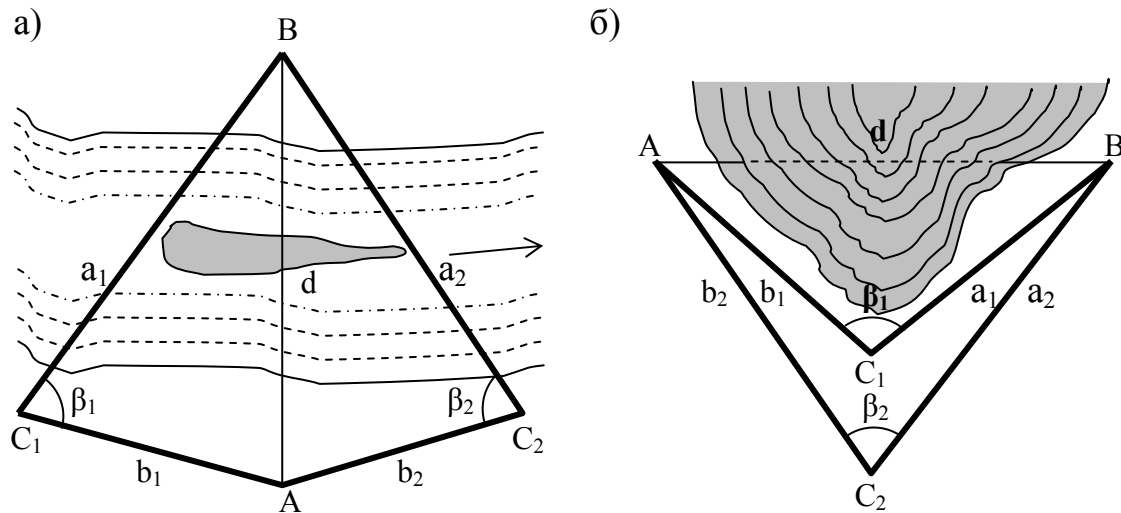


Рис. 55. Схемы определения непреступных расстояний при отсутствии прямой видимости между точками линии:

### ***3.6.2. Измерение расстояний оптико-физическими мерными приборами***

#### ***3.6.2.1. Измерение расстояний нитяным дальномером.***

Измерение расстояний нитяным дальномером производится следующим образом.

На одном конце отрезка центрируют геодезический прибор (теодолит, нивелир, кипрегель), на втором – отвесно устанавливают рейку. Берут отсчеты по верхнему  $n_1$  и нижнему  $n_2$  штрихам сетки

нитей и вычисляют разность отсчетов  $n = n_2 - n_1$ . Отсчеты берут с точностью до 1 мм.

Дальномерное расстояние  $S$  вычисляют по формуле (92). При использовании нивелирных реек с сантиметровыми делениями коэффициент дальномера  $K$  определяют из специальных исследований.

Для вычислений верхний штрих сетки рекомендуется совмещать с началом дециметровых делений, а при полевых измерениях с началом метровых делений. На рис. 56 отсчет по верхнему штриху равен 1200, по нижнему – 1450, тогда разность отсчетов  $n = 250$  мм или 25,0 см.

Расстояние до определяемой точки будет равно:

$$S = Kn = 25 \text{ м.}$$

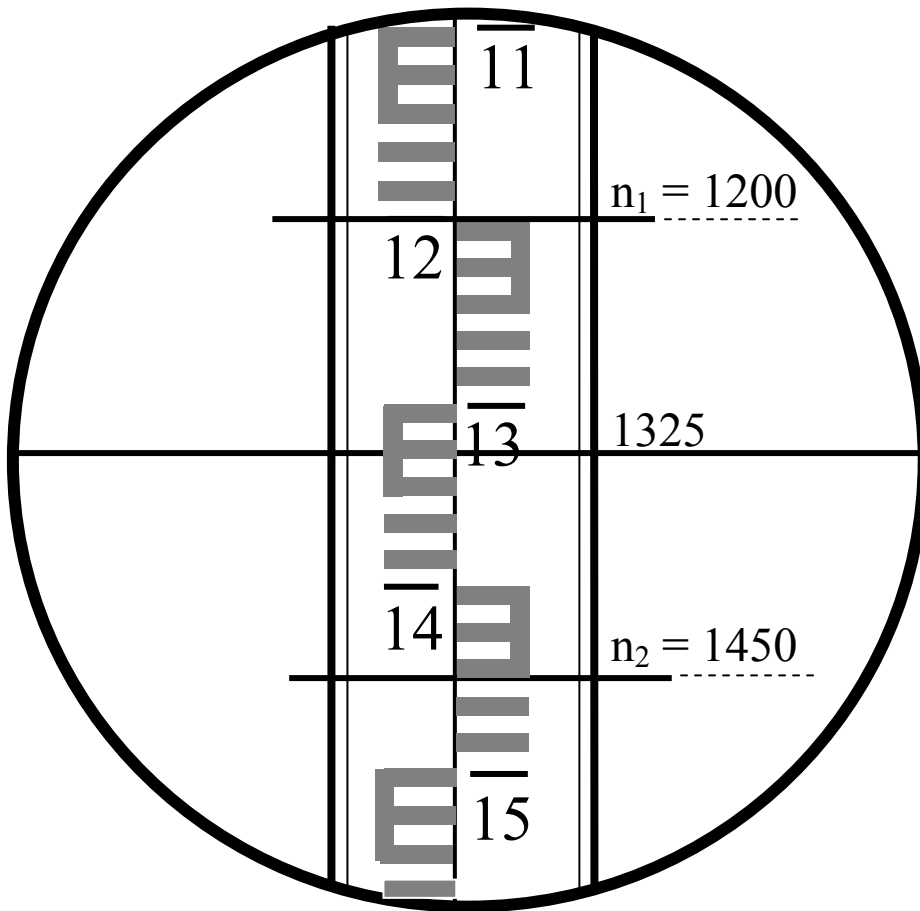


Рис. 56. Изображение в поле зрения трубы рейки с отсчетами по нижней, средней и верхней нитям сетки

### 3.6.2.2. Измерение расстояний дальномерами двойного изображения.

1. Измерение расстояний дальномерами с постоянным параллактическим углом и переменным базисом. В комплект этого

дальномера входят дальномерная насадка типа ДН-10 и дальномерная рейка (рис. 57).

Измерение расстояний дальномерами этого типа производится в следующем порядке:

1) устанавливают теодолит с дальномерной насадкой на начальной, а дальномерную рейку на конечной точках линии; теодолит устанавливают в рабочее положение и открывают шторку 3, а дальномерную рейку – в отвесное положение при помощи круглого уровня (иногда при помощи нитяного отвеса);

2) наводят зрительную трубу на рейку так, чтобы горизонтальная нить сетки располагалась бы вблизи нулевого штриха верньера, а разделительная грань между линзой и оптическим клином 1 проходила бы по вертикальной оси рейки, т.е. через линзу наблюдалась бы основная шкала рейки, а через клин – шкала верньера;



Рис. 57. Комплект дальномера двойного изображения типа ДН-10:

а) дальномерная рейка, б) дальномерная насадка. 1- линза и оптический клин объектива, 2 - оправа, 3 - шторка, 4 - зажимной винт, 5 - откидные кронштейны для нитяного отвеса, 6 - верньер, 7 – основная шкала рейки, 8 - ручки для установки рейки в отвесное положение, 9 - нуль верньера.

3) наводящим винтом трубы наклоняют ее до совпадения какого-либо штриха верньера со штрихом основной шкалы рейки; при этом нить не должна выходить за пределы шкалы верньера;

4) производят отсчет по дальномерной рейке, который включает в себя (рис. 58): а) целое число делений  $n$  рейки, равное младшему подписанному штриху (5) и целых делений от него до нулевого штриха верньера (8); б) дробную часть  $\Delta n$  деления, равную: десятой части, отсчитываемой по совпадающему штриху верньера (6), сотой части – по младшему штриху верньера, расположенного ниже горизонтальной

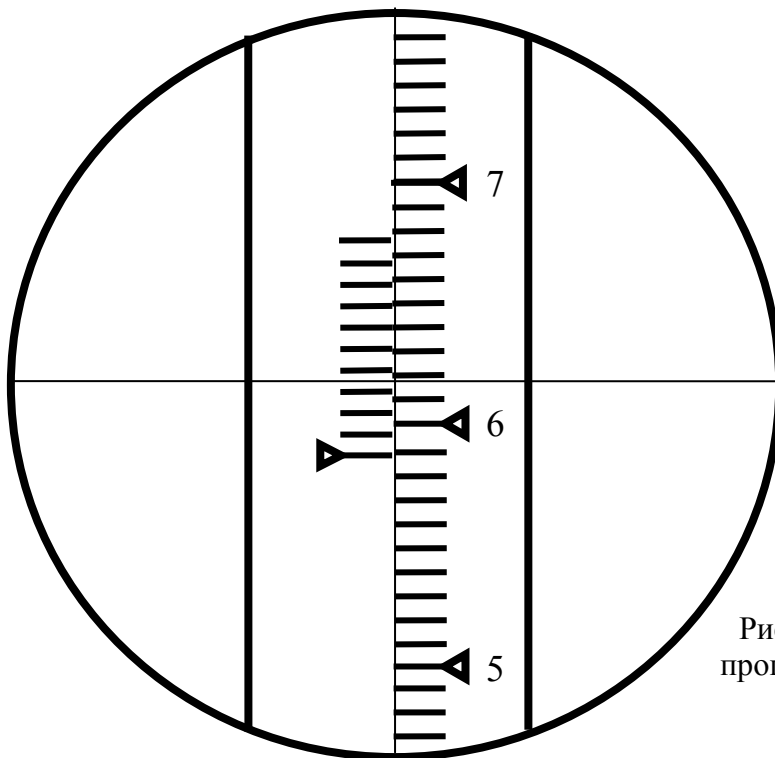
нити (3), и тысячной части – глазомерно по горизонтальной нити от целого деления верньера (5).

На рис. 57 показана дальномерная рейка с сантиметровыми делениями основной шкалы и верньером с 10 делениями.

Таким образом, отсчет по рейке равен 58,635 см или при коэффициенте дальномера  $K = 100$  полученный отсчет будет равен искомому расстоянию, т.е.  $S = 58,635 \times 100 = 58,635$  м.

Как отмечалось выше, оптическая часть насадки рассчитана таким образом, чтобы полученный отсчет является не только переменным базисом, но и непосредственно искомым расстоянием.

*Примечание.* При использовании дальномеров с постоянным параллактическим углом и переменным базисом необходимо учитывать, что число делений на шкале верньера и цена деления основной шкалы рейки могут быть иными. Например, при 5 – ти делениях шкалы верньера отсчет по нему и нити следует увеличивать вдвое; при коэффициенте дальномера 200 или 500 расстояние соответственно будет в два или пять раз больше указанного выше.



Дальномерные рейки выпускаются с ценой деления 1, 2 и 5 см.

Поэтому перед практическим применением таких дальномеров необходимо внимательно ознакомиться с прилагаемой к ним инструкцией.

Рис. 58. Поле зрения трубы в процессе измерения расстояния дальномером двойного изображения ДН-10

2. *Измерение расстояний дальномерами с переменным параллактическим углом и постоянным базисом.* В комплект этого дальномера входят дальномерная насадка типа ДН-8 и дальномерная рейка (рис. 59).

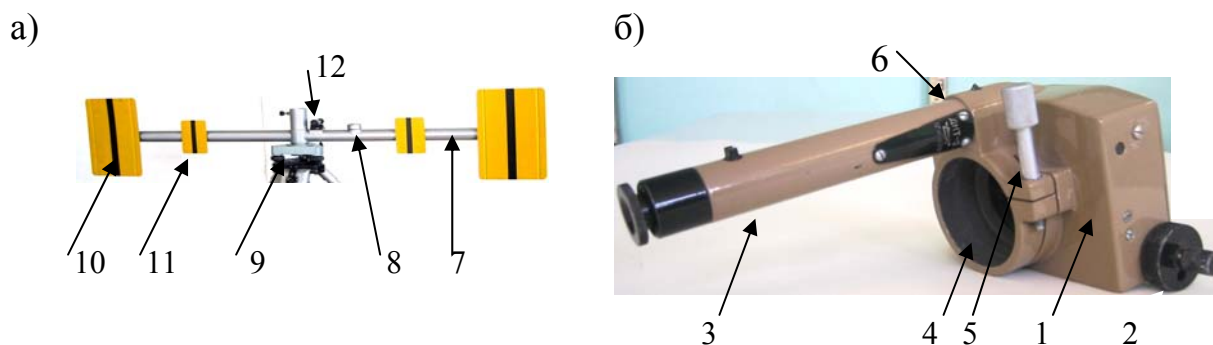


Рис. 59. Комплект дальномера двойного изображения типа ДН-8:

а) дальномерная рейка, б) дальномерная насадка.

1 – корпус насадки, 2 – измерительный винт микрометра, 3 – микроскоп, 4 – полулинзы компенсатора, 5 – зажимной винт, 6 – ходовой винт микрометра, 7 – штанга рейки, 8 – круглый уровень, 9 – штатив, 10 – большие и 11 – малые марки рейки, 12 – визирная трубка.

В дальномерах этого типа вместо оптического клина, при повороте которого может изменяться величина параллактического угла  $\beta$  (рис. 44), применена разрезанная по диаметру афокальная линза 1, состоящая из отрицательной 2 и положительной 3 линз (рис. 60).

В исходном положении оптические оси полулинз и объектива зрительной трубы должны совпадать (рис. 60,а). В этом случае изображение дальномерной рейки (рис. 59,а) в трубе будет единым целым. Получение двух изображений рейки в трубе осуществляется путем смещения полулинз компенсатора в направлении, перпендикулярном к оптической оси объектива зрительной трубы.

На рис. 60,б показано смещение отрицательной полулинзы 2 на величину  $\beta_0$ ; сдвиг линзы измеряется с помощью шкалы 4 микрометра.

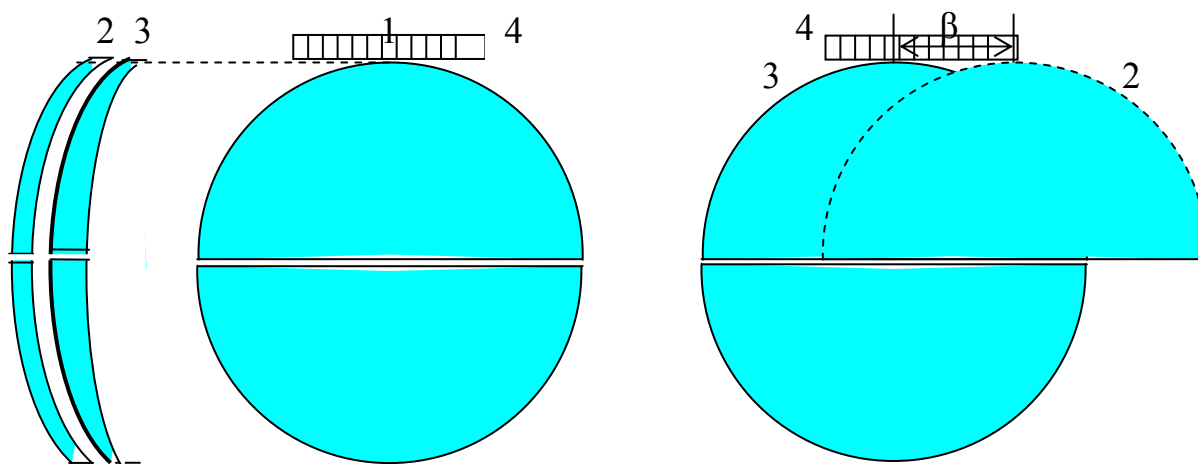


Рис. 60. Схема полулинз компенсатора дальномерной насадки ДН- 08 а) в исходном положении и б) при измерении параллактического угла  $\beta$ .

Методика измерения расстояния предусматривает сдвиг изображений рейки на однократную или двукратную видимую величину рейки. В практическом плане целесообразнее смещать обе (верхнюю и нижнюю) полулинзы. Кроме этого в целях исключения накладывающихся друг на друга изображений марок рейки в дальномере применяется разделительное устройство, состоящее из бипризмы с малым ( $1-2^0$ ) преломляющим углом и щелевой диафрагмы. Бипризма устанавливается в зрительную трубу вместо сетки нитей так, чтобы ее разделительная грань была горизонтальна и могла использоваться при измерении углов, диафрагма надевается на окуляр трубы так, чтобы узкая щель ее была параллельна разделительной грани бипризмы. Такое дополнение к дальномерной насадке позволяет видеть раздельное изображение двух половинок (верхней и нижней) рейки (рис. 61).

Разделительное устройство у одного изображения отсекает нижнюю часть (1-е изображение), а у другого – верхнюю (2-е изображение), что позволяет повысить точность измерения параллактических углов путем совмещения в поле зрения трубы изображений двух половинок марок в одно целое.

Измерение расстояния дальномером производится в следующем порядке

1) устанавливают теодолит с дальномерной насадкой на начальной, а дальномерную рейку на конечной точках линии; теодолит устанавливают в рабочее положение, а дальномерную рейку размещают на штативе 9 горизонтально при помощи круглого уровня 8 (рис. 59 а);

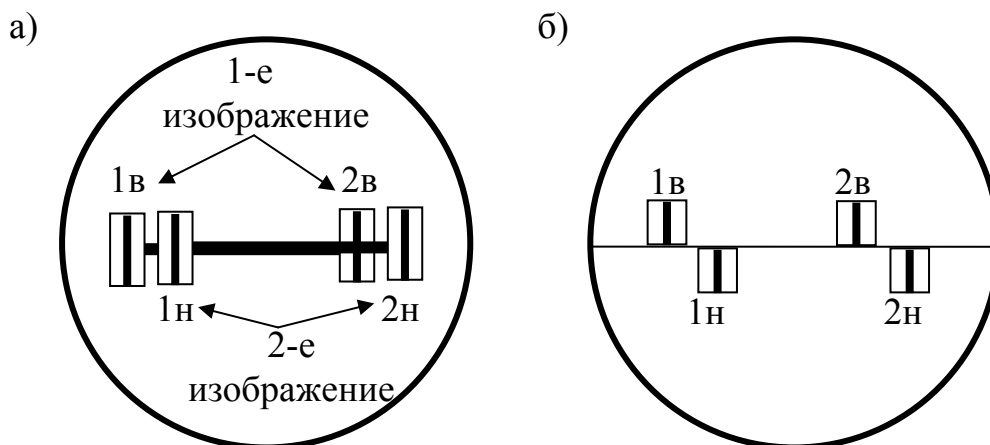


Рис. 61. Схема получения двойного изображения дальномерной рейки при помощи дальномерной насадки ДН-08:  
 а) без применения разделительного устройства,  
 б) с применением разделительного устройства.

2) вращением рейки в горизонтальной плоскости устанавливают рейку при помощи визирной трубки 12 (см. рис. 59, а) перпендикулярно линии визирования;

3) наводят зрительную трубу на рейку так, чтобы разделительная грань бипризмы совпала с горизонтальной осью трубчатой штанги рейки;

4) вращением ходового 6 (на снимке он не просматривается) и измерительного 2 винтов компенсатора (см. рис. 59, б) устанавливают на шкале 4 (см. рис. 60) средний отсчет и добиваются совмещения верхних половинок марок с одноименными нижними; вращением алидадной части теодолита изображение целой рейки располагают ближе к середине поля зрения трубы;

5) вращением измерительного винта 2 компенсатора смещают изображение верхних половинок марок влево до совпадения осей разноименных половинок марок, образуя целую марку, например, 2в и 1н, рис. 62, а, и производят отсчет  $n_1$  по шкале 4 микроскопа 3 (рис. 59, б);

б) вращением измерительного винта компенсатора смещают изображение верхних половинок марок вправо до совпадения осей разноименных половинок марок, также образуя целую марку, например, 1в и 2н, рис. 62, б, и производят отсчет  $n_2$  по шкале микроскопа.

7) вычисляют параллактический угол  $\beta_0$  в делениях шкалы:

$$\beta_0 = \frac{n_2 - n_1}{2}, \quad (99)$$

подставляют в формулу (55) и вычисляют расстояние.

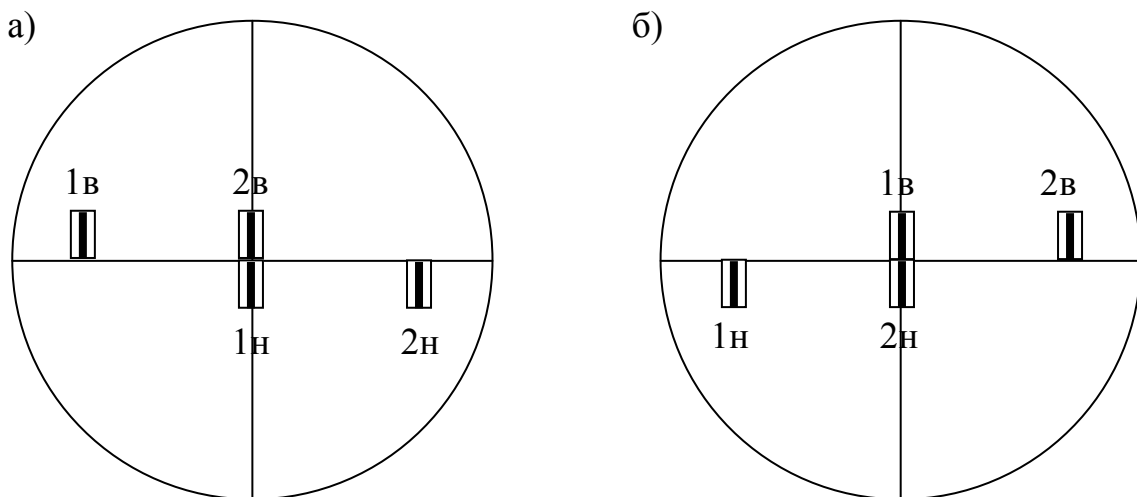


Рис. 62. Изображение в поле зрения трубы положения двух половинок (верхней и нижней) рейки в момент взятия отсчетов по микроскопу насадки:  
а) в момент взятия начального отсчета  $n_1$ , б) в момент взятия конечного отсчета  $n_2$ .



### **3.6.2.3. Измерение расстояний радиофизическими дальномерами.**

#### **Свето- и радиодальномеры.**

#### **Лазерные светодальномеры. Лазерные рулетки**

Измерение расстояний радиофизическими дальномерами сводится, как отмечалось выше, к измерению времени распространения ЭМВ между конечными точками измеряемой линии. Несмотря на общий принцип в подходе измерений длин линий, механизм реализации его зависит от вида радиофизического дальномера.

*Светодальномер* состоит из приемопередатчика, работающего в поддиапазоне видимых и инфракрасных длин волн, и пассивного отражателя, устанавливаемых в начале и конце измеряемой линии.

Приемопередающая система состоит из источника излучения, модулятора излучения, генератора модулирующей частоты, передающей и приемной оптических систем, приемника излучения и фазометра.

В качестве источника излучения в современных светодальномерах используется лазер, а в качестве пассивного отражателя призмные отражатели. Число призм в оправе отражателя колеблется от одной до шести и зависит от длины измеряемой линии (см. рис. 23). При этом следует иметь в виду, чем меньше призм, тем точнее измеряется расстояние. Учесть это положение можно лишь при измерении небольших расстояний, как правило, это реализуется при топографических съемках местности электронными тахеометрами. В этом случае призма помещается на верху легкой штанги, заменяющей традиционную рейку. При измерении значительных расстояний комплект призм помещается на штативе и ориентируется по направлению источника излучения ЭМВ; штанга – рейка в момент измерений также должна быть ориентирована по направлению тахеометра.

Процесс измерения расстояния сводится к установке источника излучения в режим измерения, наведению передающей оптической системы на призмный отражатель. Если светодальномер встроен в угломерный прибор (тахеометр) или используется в виде насадки на зрительную трубу прибора, то ориентирование выполняется обычным способом: зрительная труба наводится на призму так, чтобы вертикальная и горизонтальная нити сетки совпадали с соответствующими метками, нанесенными на марке, в центре которой закреплена призма отражателя. Если светодальномер используется как самостоятельный прибор, то на его корпусе закреплена зрительная труба, при помощи которой и производится ориентирование светодальномера (см. рис 4б,а).

Отраженный поток световых импульсов поступает в приемную оптическую систему и затем направляется в приемник излучения и фазометр. После преобразования светового потока в электрические сигналы и измерения разности фаз или временного интервала между

выходящим и входящим излучениями фазометры автоматически выдают результаты измерений на дисплей прибора.

Рассмотренный принцип измерения расстояний светодальномерами может изменяться в зависимости от их конструктивных особенностей. В зависимости от назначения и точности измерения расстояний в России выпускают дальномеры трех типов: СГ и СП – для линейных измерений в ГГС и прикладной геодезии, СТ – для линейных измерений при развитии сетей сгущения и топографических съемках (табл. 3). Что касается точности измерения расстояний, то она зависит от приборной составляющей  $a$  и дальности измерения расстояния  $b$  и может быть рассчитана по формуле

$$m_D = a + b D_{\text{км}}, \text{ мм.} \quad (100)$$

Таблица 3

Точность светодальномеров и пределы измерений

Группа светодальномеров	Значения коэффициентов		Пределы измерений, км	
	$a$	$b$	нижний	верхний
Г	5; 10	1; 2	0,5	15 – 20
П	0,3; 0,5; 1; 2	0,5; 1; 2; 3	0,002	0,1 – 3
Т	5; 10	2; 3; 5	0,002	1 – 15

В современных дальномерах задачи управления процессом измерений, вычислений и контроля решаются с помощью микропроцессоров и встроенных в светодальномер микроЭВМ.

*Радиодальномер* состоит из двух взаимозаменяемых приемопередающих радиостанций, работающих в поддиапазоне радиоволн и устанавливаемых в начале и конце измеряемой линии.

Радиодальномер снабжен устройством для измерения времени прохождения радиоволн между передающей и ретранслирующей радиостанциями. Принцип измерения расстояний радиодальномерами и светодальномерами один и тот же.

Недостатком радиодальномеров является то, что радиоволны отражаются не только от отражателя, но и от любого препятствия, искажающих полученные результаты измерений. Кроме этого радиодальномерам присуща значительная постоянная погрешность измерений (до 3 – 5 см), что может оказывать заметное влияние на измерения коротких расстояний. Для ослабления влияния на результаты измерений вышеуказанных недостатков в последнее время разработаны радиодальномеры с отделяемыми приемопередающими антеннами, которые поднимаются с помощью легких мачт на высоту нескольких десятков метров. Это позволяет устранить влияние складок рельефа на результаты измерений, увеличить дальность измерений до 30 – 40 км и

создавать государственные геодезические сети 2 – 4 классов методом трилатерации и полигонометрии без возведения дорогостоящих геодезических сигналов. Точность измерения расстояний при этом составляет 1:200 000 – 1: 300 000.

*Лазерные рулетки (рис.46,б).* Лазерные рулетки массой 600 – 800 г, работающие в поддиапазоне инфракрасного излучения, имеют уникальные возможности при измерении расстояний, труднодоступных для традиционных методов измерений: видимый лазерный луч рулетки направляется на точку, расстояние до которой необходимо измерить, и после нажатия кнопки на дисплее прибора появляется результат измерения с точностью 1 мм. Как уже отмечалось ранее, в последнее время разработаны лазерные дальномеры, позволяющие измерять расстояния до 300 м без отражателя, что особенно ценно при определении неприступных расстояний. Лазерные рулетки просто необходимы при линейных измерениях на стройплощадках промышленных и гражданских сооружений.

### 3.7. Приведение наклонных линий к горизонту

При составлении карт, планов, проектных чертежей необходимо переходить от измеренных на местности наклонных расстояний к их горизонтальным проекциям, т.е. к их горизонтальным проложениям.

Допустим линия АВ местности наклонена к горизонту под некоторым углом  $v$  и ее длина  $S$  измерена мерным прибором (рис. 63). Для определения величины горизонтального проложения  $d = AC = A_0B_0$  линии АВ местности необходимо измерить угол  $v$  наклона ее к горизонту.

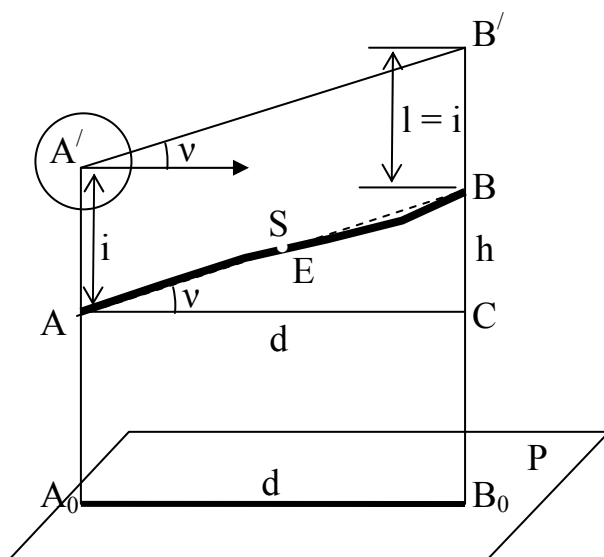


Рис. 63. Схема определения горизонтального проложения линии АВ местности

Для этого над точкой А устанавливают теодолит в рабочее положение и измеряют его высоту  $i$ . На противоположном конце линии в точке В устанавливают вежу или рейку и отмеряют на ней высоту визирования равную высоте прибора, т.е.  $l = i$ . Наводя перекрестие нитей сетки на эту высоту (т. В'), берут отсчет  $N$  по вертикальному кругу теодолита.

Подставляя это значение в формулы (67–69), получим искомый угол наклона:

$$v = N - MO = MO - N.$$

Если по линии АВ есть участки с разными уклонами, то углы наклона измеряют для каждого участка. На рис. 63 точка Е находится на границе таких участков: АЕ и ЕВ. Теоретически необходимо измерить угол наклона как из точки А, наводя визирную ось прибора на рейку, установленную в точке Е, так и из точки Е, наводя визирную ось на рейку, установленную в точке В. В этом случае горизонтальное проложение для линии АВ будет складываться из горизонтальных проложений линий АЕ и ЕВ. С практической точки зрения, как это показано на рисунке, измерение углов наклона для обоих участков большого смысла не имеет, так как отклонение земной поверхности на участке ЕВ от прямой АВ незначительно и им можно пренебречь. Поэтому нужно грамотно оценивать рельеф местности по всей длине измеряемой линии, чтобы избежать ненужных измерительных работ.

Величина горизонтального проложения определяется в зависимости от способа измерения наклонного расстояния.

1. При измерении линий землемерными лентами, рулетками и дальномерами двойного изображения величина горизонтального проложения  $d$  определяется по формуле (рис. 63):

$$d = S \cos v. \quad (101)$$

Горизонтальное проложение линии может быть определено и путем введения в длину измеренной линии поправки за ее наклон.

Разность между наклонным расстоянием и его горизонтальной проекцией равно:

$$\Delta S_v = S - d = S - S \cos v = 2 S \sin^2 \frac{v}{2}. \quad (102)$$

Эта разность называется *поправкой за наклон линии местности к горизонту*.

Горизонтальное проложение измеренной на местности линии будет равно:

$$d = S - \Delta S_v. \quad (103)$$

2. При измерении линий нитяным дальномером величина горизонтального проложения с учетом формул (100) и (90) будет равна:

$$d = S \cos^2 v. \quad (104)$$

Здесь правомерен вопрос о точности измерения углов наклона, используемых при определении горизонтальных проложений. Для этого проанализируем формулу (102) и найдем погрешность поправки в зависимости от длины  $S$  измеряемой линии и величины угла наклона  $v$ .

В соответствии с формулами теории погрешностей для функций общего вида будем иметь

$$m_{\Delta S} = 2 S \sin v m_{v,} \quad (105)$$

где  $m_{\Delta S}$  – средняя квадратическая погрешность определения поправки  $\Delta S_v$ ,  $m_v$  – средняя квадратическая погрешность измерения угла наклона  $v$ .

Выражая величину  $m_v$  в градусной мере и принимая  $m_{\Delta S} \leq \frac{1}{3} m_s$ ,

получим 
$$m_v = \frac{m_s}{S} \frac{\rho}{6 \sin v}, \quad (106)$$

откуда при  $m_s/S = 1:1000$  и угле наклона  $v = 1^\circ$  допустимая средняя квадратическая погрешность измерения угла  $m_v = 0,54^\circ (32')$ ; при  $v = 2^\circ$   $m_v = 0,27^\circ (16')$ ; при  $v = 10^\circ$   $m_v = 0,05^\circ (3')$  и т.д.

Как видим, чем больше углы наклона, тем точнее они должны быть измерены. Поэтому в равнинной местности ( $v < 6^\circ$ ) углы наклона линий измеряют эклиметром; в пересеченной и горной местностях ( $v > 6^\circ$ ) углы наклона измеряют теодолитом. Причем если углы наклона меньше  $2^\circ$ , то измеренные величины расстояний можно считать горизонтальными проложениями. Действительно, при угле наклона  $v = 2^\circ$  и расстоянии  $S = 100$  м величина поправки будет равна (102):  $\Delta S_v = 0,06$  м = 6 см. Следовательно, при чертежных работах в масштабе 1:1000, 1:2000 и мельче, когда точность их составляет 10, 20 и т.д. сантиметров, поправкой в измеренные расстояния за угол наклона при их величине меньше  $2^\circ$  можно пренебречь.

2. При измерении линий проволоками, длинномерами и светодальномерами, как правило, измеряют не углы их наклона, а превышения  $h$  (рис. 62). В этом случае поправки  $\Delta S_h$  за приведение к горизонту вычисляют по формуле (81), т.е.

$$\Delta S_h = \sum_1^n \left( -\frac{h_i^2}{2S} - \frac{h_i^4}{8S^3} \right). \quad (107)$$

При анализе этой формулы с точки зрения величины средней квадратической погрешности  $m_h$  определения поправки  $\Delta S_h$ , получим:

для равнинной местности –  $m_h \approx 20$  мм,

для всхолмленной местности –  $m_h \approx 4$  мм.

Таким образом, и в этом случае, чем больше углы наклона линий местности, тем точнее необходимо определять превышения между концами линий.

### 3.8. Эклиметры

*Эклиметр* – простейший угломерный прибор, предназначенный для измерений углов наклона местности с точностью  $\pm 15 - 20'$ , поэтому и применяется лишь в равнинной местности.

Наибольшее распространение в практике получили круговые маятниковые эклиметры, и в особенности эклиметры – высотомеры типа ЭВ-1 (рис. 64).

Круговой маятниковый эклиметр – высотомер ЭВ-1 состоит из продолговатой металлической коробки 1, внутри которой вокруг горизонтальной оси вращается диск 2. На ободе диска 2 нанесены с одной стороны градусные деления в обе стороны от 0 до  $\pm 60^{\circ}$ , а с другой – шкала превышений при длинах линий 15 и 20 м. К диску прикреплен груз 3 в виде сектора, под действием которого нулевой диаметр шкалы 5 устанавливается горизонтально. Сверху коробки расположена стопорная планка 4, служащая для торможения диска. Визирование на наблюдаемую точку осуществляется при помощи горизонтально натянутой в окошке 5 металлической нити, являющейся одновременно и отсчетным штрихом по градусной шкале, и началом линии визирования 7. Отсчет по шкале на ободе диска 2 берется по той нити с помощью лупы 6.

Принцип измерения углов наклона эклиметром заключается в следующем (рис. 64,б).

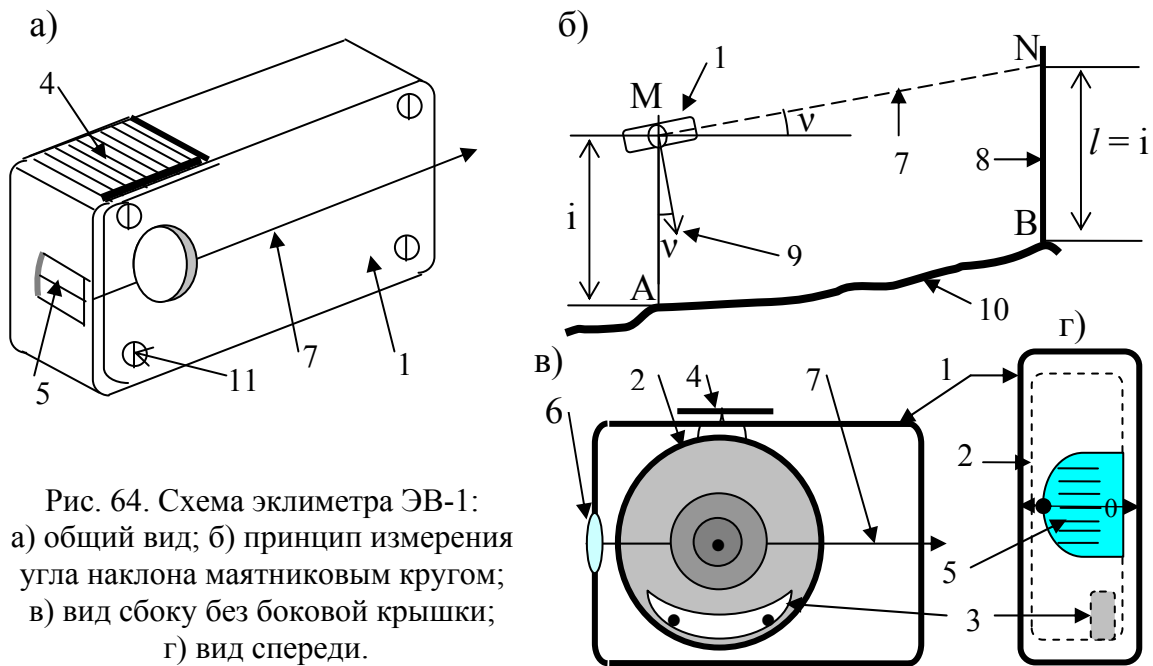


Рис. 64. Схема эклиметра ЭВ-1:  
 а) общий вид; б) принцип измерения угла наклона маятниковым кругом;  
 в) вид сбоку без боковой крышки;  
 г) вид спереди.

Для измерения угла наклона линии АВ местности 10 в точке А становится наблюдатель с эклиметром, а в конце линии в точке В устанавливается веха 8, на которой отмечается высота визирования  $l$  равная высоте глаз наблюдателя  $i$ . Визирование на эту точку вехи ведется вдоль наружной вертикальной плоскости корпуса по линии визирования 7, началом которой является продолжение отсчетной нити в окошке 5.

Если маятниковой диск 2 застопорить планкой 4 при отсчете 0 по шкале 5 и визирную ось прибора навести на указанную выше точку вехи, то направление силы тяжести 9 противовеса 3 отклонится от вертикали на величину измеряемого угла  $v$ . При нажатии планки 4 диск под действием

тяжести груза повернется на этот угол, нулевой диаметр диска займет горизонтальное положение. Отпустив планку 4, диск будет застопорен и наблюдатель через лупу берет отсчет, проектируя измерительную нить на шкалу диска. Этот отсчет и будет величиной измеряемого угла наклона  $\nu$  линии АВ. Для контроля угол наклона линии измеряют в прямом и обратном направлениях. За окончательное значение угла принимается среднее алгебраическое

$$\nu = \frac{\nu_{AB} - \nu_{BA}}{2}. \quad (108)$$

Измерение углов наклона линий местности выполняется при верхнем, а превышений – при нижнем расположении стопорной планки 4.

*Поверки эклиметра.* Сущность поверки эклиметра заключается в установлении правильного закрепления противовеса 3 на маятниковом диске 2, т.е. в спокойном и свободном состоянии диска его нулевой диаметр должен располагаться горизонтально (отсчет по шкале 5 равен 0) и быть параллельным визирной линии 7.

В основу поверки эклиметра и положен способ измерения угла наклона одной и той же линии в прямом и обратном направлениях и вычислении места нуля по формуле

$$MO = \frac{\nu_{AB} + \nu_{BA}}{2}. \quad (109)$$

Если МО превышает  $30'$ , то противовес 3 необходимо сместить на диске 2 на соответствующую величину. Для этого, открепив закрепительные винты 11 противовеса, сместить его по часовой стрелки, если МО будет положительным и против хода, если МО будет отрицательным. Величина смещения груза определяется на глаз, сравнивая величину МО и ширину делений шкалы 5. После этого груз закрепить и повторить поверку.

## 4. ВЫСОТНЫЕ ИЗМЕРЕНИЯ

---

### 4.1. Основные понятия

#### *4.1.1. Сущность высотных измерений в геодезии.*

##### *Система отсчета высот*

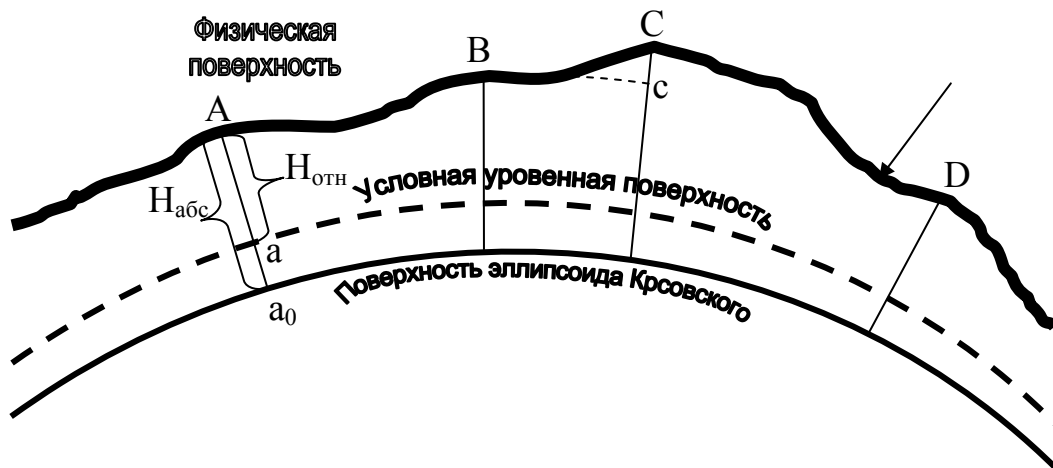
Высотные измерения относятся к особому виду непосредственных или косвенных линейных измерений, производимых в вертикальной плоскости с целью определения высоты точек земной поверхности над поверхностью эллипсоида (рис. 65).

Таким образом, сущность высотных измерений на местности сводится к определению высот точек местности относительно поверхности сфероида.

Эта задача решается путем нивелирования. Таким образом, нивелирование может быть определено как *процесс нахождения превышений между точками местности с последующим вычислением их отметок*. В зависимости от назначения и приборного обеспечения существует много видов и способов нивелирования.

#### 4.1.2. Система отсчета высот в России.

Высота точки – это расстояние по отвесной линии от данной точки земной поверхности до основной отсчетной уровенной поверхности. В России за исходную поверхность принята поверхность сфероида, совпадающая со средним уровнем Балтийского моря, установленным по многолетним наблюдениям в Кронштадте. Эта система получила название *Балтийской*. В этом случае полученные высоты называются абсолютными, а их численное значение – абсолютными отметками



$$H_{абс} = Aa_0 - \text{абсолютная высота точки A,}$$

$$H_{отн} = Aa - \text{относительная высота точки A,}$$

$$h = Cc - \text{превышение точки C над точкой B}$$

Рис. 65. Схема высотного расположения точек земной поверхности

Численное значение высоты точки носит название *отметки*. Разность высот точек называется *превышением*, оно может определяться (измеряться) без вычисления отметок точек.

В отдельных случаях при отсутствии точек государственной геодезической и в частности, для учебных целей в качестве исходной отсчетной поверхности может быть принята уровенная поверхность с любой отметкой. В этом случае высоты точек будут называться *условными*. Условная система высот, как правило, используется на промежуточном этапе вычислений.



### 4.1.3. Виды нивелирования и их сущность

Превышения между точками определяют в процессе нивелирования на местности. В зависимости от принципов, положенных в основу разных способов определения превышений, различают следующие виды нивелирования:

- *геометрическое*, при котором превышения определяют с помощью горизонтального луча;
- *тригонометрическое*, при котором превышения определяются с помощью наклонного луча визирования;
- *барометрическое*, основанное на физическом законе изменения атмосферного давления с изменением высоты точек на местности;
- *гидростатическое*, основанное на принципе сообщающихся сосудов;
- *механическое*, производимое при помощи приборов, записывающих профиль местности;
- *автоматизированное*, в основе которого может быть принят любой из перечисленных методов;
- *фотограмметрическое*, основанное на свойстве центральных проекций двух снимков.

Применение того или иного способа нивелирования зависит от требуемой точности определения превышений, наличия соответствующих приборов, объемов работ и др.

## 4.2. Геометрическое нивелирование

### 4.2.1. Способы определения превышений при геометрическом нивелировании

При геометрическом нивелировании превышения определяются с помощью горизонтальной линии в качестве отсчетной. Согласно рис. 66 превышение  $h_{AB}$  между точками местности А и В будет равно разности отрезков  $a$  и  $b$ , которые являются расстояниями от отсчетной линии до точек местности по отвесному направлению:

$$h_{AB} = a - b. \quad (110)$$

Так как превышение определяется как разность двух отрезков, то способ нивелирования носит название геометрического. Горизонтальная линия может быть задана визирной осью геодезического прибора (теодолита, нивелира или лазерным лучом).

Если известна отметка  $H_A$  точки А над исходной уровенной поверхностью, то отметку  $H_B$  точки В в этой же системе вычисляют по формуле:

$$H_B = H_A + h_{AB}. \quad (111)$$

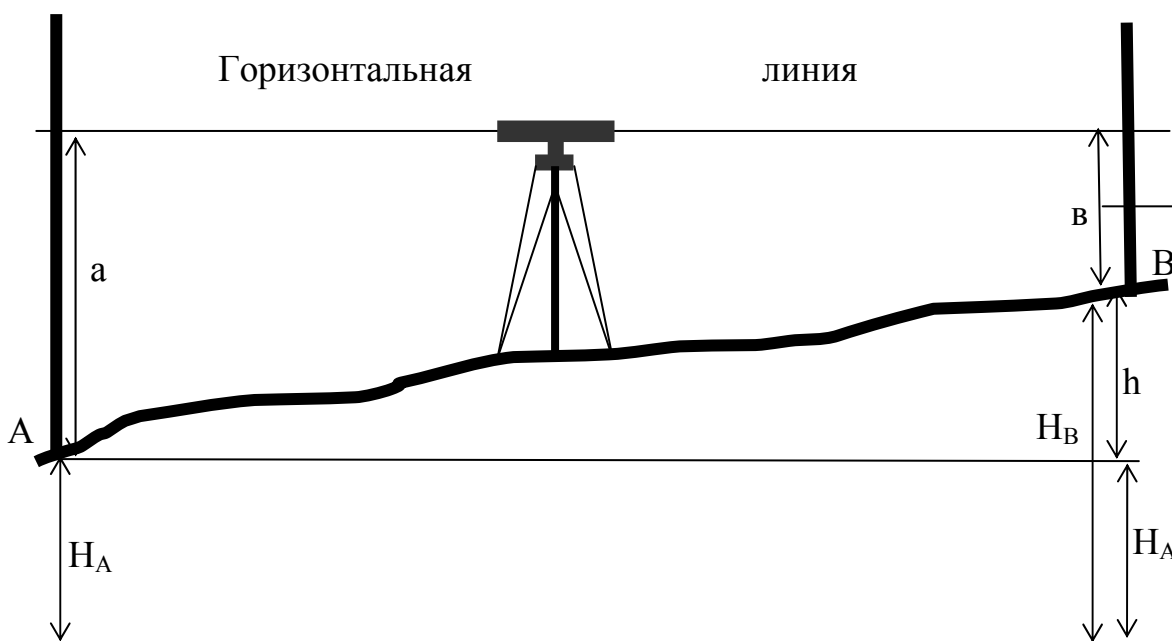


Рис. 66. Схема нивелирования линии АВ из середины

Геометрическое нивелирование может выполняться двумя способами: нивелированием из середины и нивелированием вперед.

На рис. 66 представлена схема нивелирования из *середины*. Если на точках А и В отвесно установить рейки, а примерно посередине между ними – нивелир и взять отсчеты по задней рейке  $a$  и передней рейке -  $b$ , то разность отсчетов по рейкам и будет равна искомому превышению  $h$  между точками А и В.

При нивелировании *вперед* нивелир устанавливают над точкой А и измеряют его высоту  $i$  (рис. 67). В точке В устанавливают рейку и по ней берут отсчет  $b$ , превышение  $h_{AB}$  будет равно разности высоты прибора и отсчета по рейке

$$h_{AB} = i - b. \quad (112)$$

Здесь следует отметить, что нивелирование из середины имеет ряд преимуществ по сравнению с нивелированием вперед: производительность труда выше почти в 2 раза, исключается влияние некоторых погрешностей на точность нивелирования.

Нивелирование вперед применяется в тех случаях, когда, например, необходимо произвести поверки нивелира или с одной постановки прибора необходимо определить превышения между тремя и более точками, в этих случаях отметки определяемых точек вычисляют не через превышения, а с помощью *горизонта прибора*  $H_i$  (ГП) – отметки визирного луча нивелира (рис. 67).

Горизонт прибора вычисляют по формуле  $H_i = H_A + i$ .

Если прибор устанавливается между точками, как при нивелировании из середины, то горизонт прибора вычисляется по формуле:

$$H_i = H_A + a = H_B + b, \quad (113)$$

т.е. горизонт прибора равен отметке точки плюс отсчет по рейке, установленной на этой точке. Отметки точек, находящихся между крайними точками А и В, определяются по формуле:

$$H_c = H_i - c, \quad (114)$$

где  $c$  – отсчет по рейке, установленной на определяемой точке.

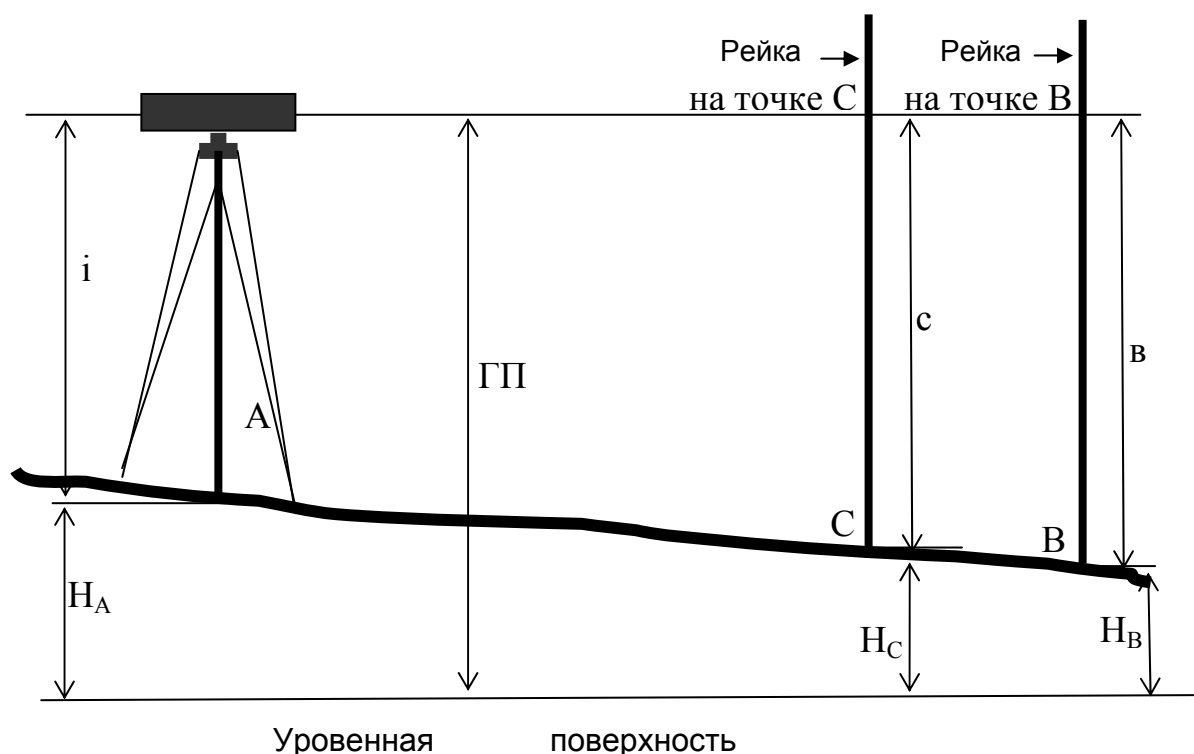


Рис. 67. Схема нивелирования линии АВ способом вперед.

Крайние точки называют *связующими*, так как они участвуют в передаче отметок при последовательном нивелировании и являются поочередно задними и передними.

Между связующими точками находятся *промежуточные* точки, которые не участвуют в передаче отметок. Их выбирают на местности для более полной характеристики рельефа при линейных изысканиях.

#### 4.2.2. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты геометрического нивелирования

При выводе формул (110) и (112) предполагалось, что участок уровенной поверхности между точками А и В представляет собой

плоскость, а визирный луч проходит прямолинейно. В действительности же, как-то, так и другое не отвечают этим требованиям. Известно [3], что кривизна Земли существенно влияет на результаты высотных измерений. Кроме этого на результаты измерений оказывает влияние и атмосферная *рефракция*, в особенности ее вертикальная составляющая, отклоняющая визирный луч от его прямолинейного направления (рис. 68).

*Рефракция* – это явление преломления визирного луча при его прохождении через слои атмосферы различной плотности, возникающей под влиянием разностей температур и влажности.

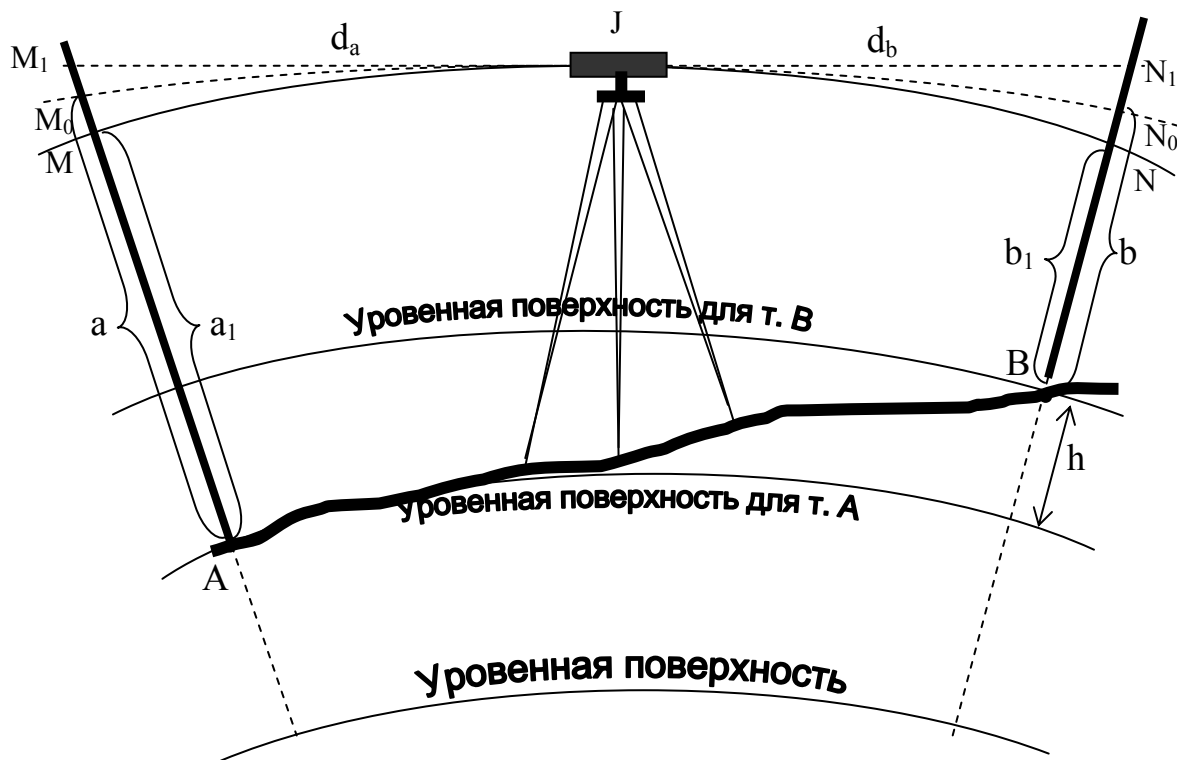


Рис. 68. Схема влияния кривизны Земли и рефракции на результаты нивелирования

Из анализа рис. 68 следует, что в случае совпадения визирного луча  $M J N$  с кривой, параллельной уровенной поверхности, превышение  $h$  точки  $B$  над точкой  $A$  будет равно

$$h = a_1 - b_1.$$

Если бы визирный луч шел прямолинейно по касательной в точке  $J$  к этой кривой, то отсчеты по рейкам были бы равны  $AM_1$  и  $BN_1$ . Тогда превышение было бы равно

$$h = (a_1 + MM_1) - (b_1 + NN_1),$$

где  $MM_1 = k_1$ ,  $NN_1 = k_2$  – поправки за кривизну Земли, определяемые по формуле

$$\Delta h = k = \frac{d}{2R}, \quad (115)$$

где  $d$  – длина визирного луча от нивелира до рейки;  $R$  – радиус Земли.

Однако вследствие рефракции визирный луч пойдет по кривой  $M_0JN_0$  и, следовательно, поправки  $MM_1 = k_1$  и  $NN_1 = k_2$  за кривизну Земли должны быть уменьшены на величины  $M_0M_1 = r_1$  и  $N_0N_1 = r_2$ , называемые поправками за рефракцию. В этом случае отсчеты по рейкам будут равны

$$\begin{aligned} a &= a_1 + k_1 - r_1, \\ b &= b_1 + k_2 - r_2. \end{aligned}$$

Обозначив  $k - r = f$ , как поправку за совместное влияние кривизны Земли и рефракции, получим

$$\begin{aligned} a_1 &= a - f_1 \\ b_1 &= b - f_2. \end{aligned} \quad (116)$$

Отсюда превышение точки В над точкой А будет равно

$$h = (a - b) - (f_1 - f_2). \quad (117)$$

Если учесть, что слои атмосферы повторяют форму Земли, то для определения поправки  $f$  можно использовать формулу влияния кривизны Земли на измерения горизонтальных расстояний [6], заменив радиус  $R$  Земли радиусом  $R_1$  рефракционной кривой, т.е.

$$r = \frac{d^2}{2R_1}. \quad (118)$$

Радиус  $R_1$  рефракционной кривой зависит от температуры, давления, влажности и других причин и не может быть выражен точно. Отношение радиуса Земли  $R$  к радиусу рефракционной кривой  $R_1$

$$K = R / R_1 \quad (119)$$

называется *коэффициентом земного преломления*. В среднем величина коэффициента  $K$  принимается равным 0,16.

Отсюда формула (118) запишется в следующем виде

$$r = \frac{d^2}{14R}. \quad (120)$$

Общая поправка в превышение за кривизну Земли и рефракцию будет

$$f = \frac{d^2}{2R} - \frac{d^2}{14R} = 0,43 \frac{d^2}{R}. \quad (121)$$

Учет поправки  $f$  зависит от заданной точности результатов, способов и условий производства работ. Например, из выражения (117)

следует, что при установке нивелира на равных расстояниях от реек ( $d_1 = d_2 = d$ ), т.е. при нивелировании способом из середины влиянием кривизны Земли и рефракцией можно пренебречь. Однако при нивелировании вперед указанная поправка должна полностью учитываться при вычислении превышений, особенно при значительных расстояниях.

### 4.2.3. Нивелиры и рейки

При геометрическом нивелировании для образования горизонтальной линии визирования, как правило, применяют нивелиры, приборы, наиболее точно воплощающие идею определения превышения этим способом. Нивелир имеет зрительную трубу, цилиндрический уровень или компенсатор, круглый уровень, укрепленный на алидаде (площадке), имеющей ось вращения, и подставку с подъемными винтами.

В настоящее время в России применяются нивелиры трех типов: *высокоточные* – Н-05 (Н1, Н2), *точные* – Н-3 (Н-3К, Н-3КЛ) *технические* – Н-10 (Н-10К, Н-10КЛ). Указанная аббревиатура расшифровывается как: Н – нивелир; 05, 3, 10 – средняя квадратическая погрешность в миллиметрах сумм превышений на 1 км двойного нивелирного хода; К – компенсатор, Л – лимб. В настоящее время в практике геодезических работ широкое применение находят лазерные нивелиры.

Все современные нивелиры с цилиндрическими уровнями являются глухими с элевационными винтами. Замена цилиндрических уровней компенсаторами исключает применение элевационного винта и повышает производительность нивелирования на 15-25%. Зарубежные фирмы выпускают в основном нивелиры с компенсаторами. Компенсаторы классифицируют по различным признакам: *способу компенсации* (с подвижной сеткой нитей, подвижным объективом, поворотом и со смещением визирного луча), *средствам компенсации* (оптические, механические, оптико-механические, жидкостные и др.), *типу демпфера* (воздушные, магнитные), *виду подвески* (на нитях, пружине, подшипниках).

Основные технические характеристики некоторых высокоточных нивелиров приведены в таблице 4.

*Отечественный нивелир Н-05* или его модификации Н-1, Н-2 (рис. 69, 71) – высокоточный нивелир с оптическим микроскопом, цилиндрическим контактным уровнем и элевационным винтом.

Для точного совмещения сетки нитей со штрихом рейки средняя нить в правой половине поля зрения имеет клиновидный биссектор, расходящийся под углом  $5^0$ . Плоскопараллельная пластина оптического микрометра, помещенная перед объективом зрительной трубы, наклоняется при помощи маховика и тяги, на которой жестко укреплена оптическая шкала с ценой деления 0,05 мм. Изображение оптической шкалы передается в поле зрения трубы. Перед плоскопараллельной

пластиной помещено защитное стекло в виде клина, позволяющего при вращении его в оправе объектива корректировать параллельность визирной оси и оси цилиндрического уровня (угол  $i$ ).

В этих нивелирах цилиндрический уровень компенсационный, контактный помещен слева от трубы, изображение концов пузырька передается в поле зрения трубы. Для предохранения от одностороннего нагрева нивелир помещен в дополнительный металлический кожух.

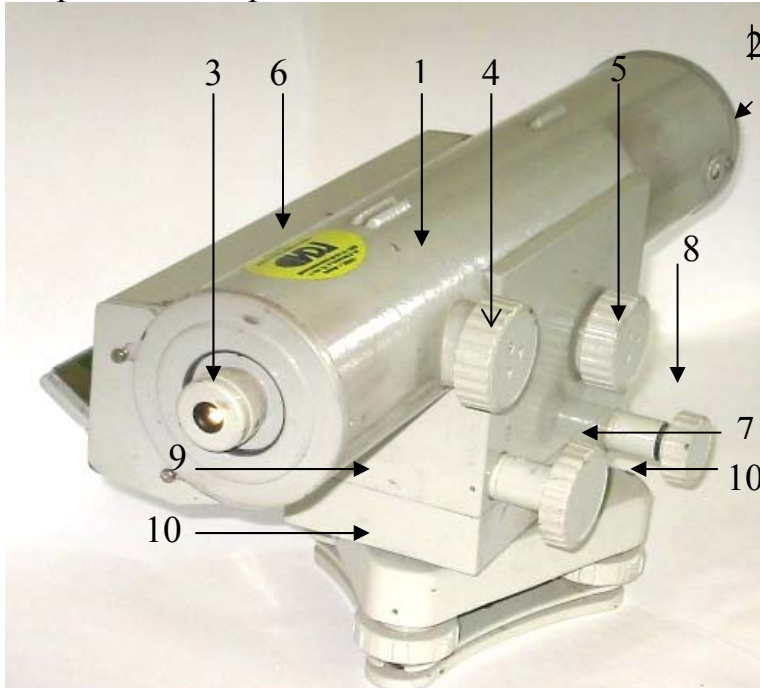
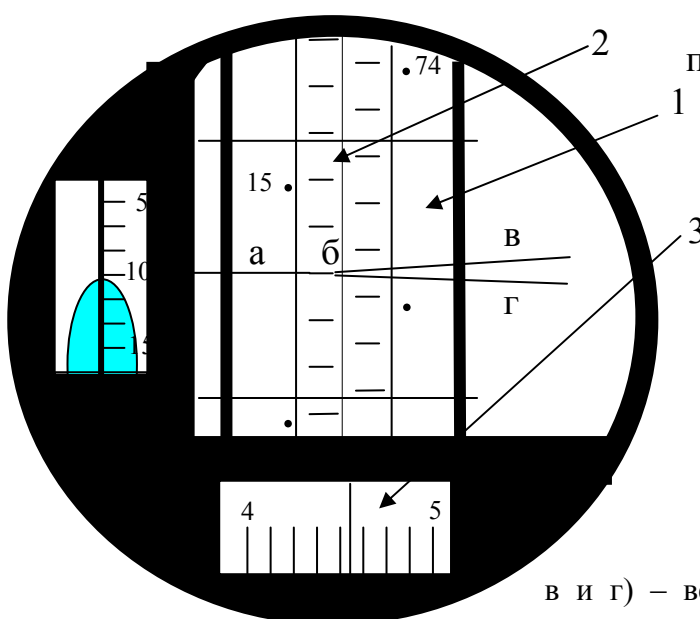


Рис. 69. Общий вид нивелира Н-05 со шкалой микрометра, помещенной в поле зрения трубы.

- 1 - зрительная труба,
- 2 - объектив, 3 - окуляр,
- 4 - фокусирующий винт,
- 5 - маховик, 6 - цилиндрический уровень, 7 - элевационный винт, 8 - наводящий винт, 9 - подставка, 10 - подъемные винты

На рис. 70 показано поле зрения зрительной трубы нивелира Н-05 и методика взятия отсчетов по инварной рейке.

Нивелиры этого типа применяются для нивелирования I и II классов.



Отсчет:  
 по основной шкале 2 рейки 1  
 – 15,2 п/дм,  
 по шкале 3 микрометра  
 – 44, 4 п/мм = 44 п/мм

Полный отсчет:  
 15244 п/мм = 762,20 мм

Рис. 70. Схема поля зрения трубы нивелира Н-05.

- а) средний штрих сетки нитей;
- б) клиновидный биссектор;

в и г) – верхняя и нижняя нити биссектора.

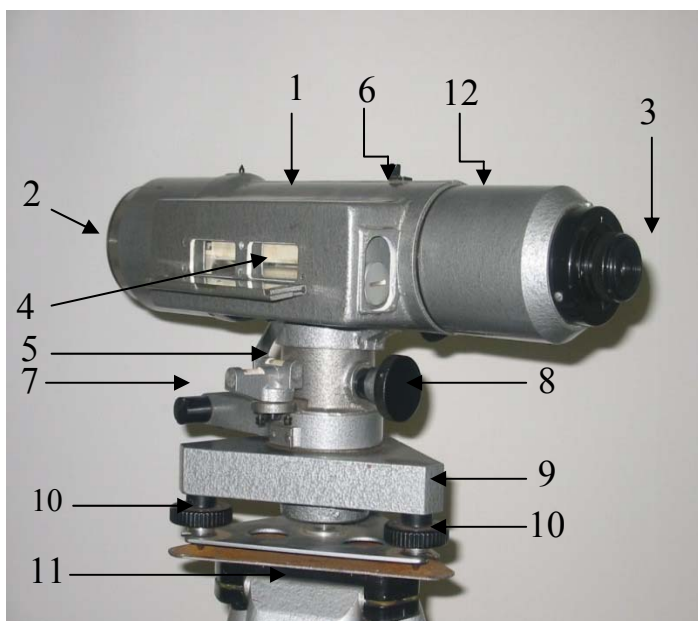


Рис. 71. Общий вид нивелира Н1 со шкалой микрометра, помещенной на маховике-барабане механической тяги плоскопараллельной пластины.

1 – зрительная труба, 2 – объектив, 3 – окуляр, 4 – цилиндрический уровень, 5 – установочный уровень, 6 – фокусирующий винт, 7 – закрепительный винт трубы, 8 – элевационный винт, 9 – подставка, 10 – подъемные винты, 11 – штатив, 12 – маховик тяги плоскопараллельной пластины.

Для высокоточного нивелирования в комплекте с вышеуказанными нивелирами используются специальные рейки РН-05 (рис. 70, 72).

Данная аббревиатура означает: Р – рейка, Н – нивелирная, 05 – применение этой рейки позволяет обеспечивать точность нивелирования 1 км двойного хода со средней квадратической погрешностью 0,5 мм.

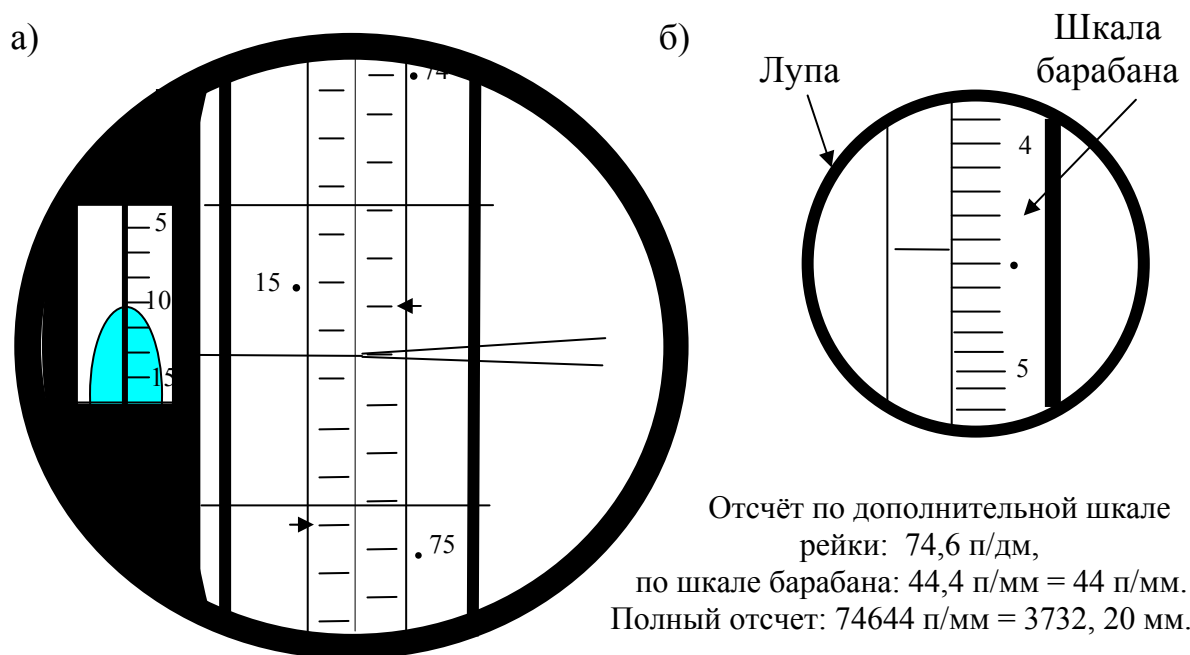


Рис. 72. Схема поля зрения и барабана-маховика со шкалой оптического микрометра нивелира Н1

Рейки РН-05 – трехметровые, односторонние, на инварной полосе которых нанесены две шкалы (основная и дополнительная) со штрихами толщиной 1 мм и расстоянием между осями штрихов 5 мм; полудециметровые деления подписаны от 0 до 60 на основной и от 60 до



119 – на дополнительной шкалах. Один конец инварной ленты наглухо прикреплен к нижней стальной оковке корпуса рейки, а другой – к концу равноплечного рычага, ось вращения которого укреплена в верхней стальной оковке; лента имеет постоянное натяжение 20 кг. Ось нулевого штриха основной шкалы совпадает с пяткой рейки. Рейки устанавливаются в вертикальное положение с помощью круглого уровня.

Отсчет по такой рейке осуществляется следующим образом. Вращая маховик тяги плоскопараллельной пластины, совмещают среднюю нить сетки (биссектор) с ближайшим делением рейки. Затем берут по рейке отсчет в *полудециметрах* и приписывают к нему отсчет в *полумиллиметрах* по оптической шкале. Разделив полученное число на два, получают окончательный отсчет в миллиметрах (рис. 70, 72). Тот же результат можно получить, если полученное число умножить на 0,05

Основные характеристики точных нивелиров приведены в табл. 5.

Наиболее типичным нивелиром этого класса является *нивелир Н-3* и его модификации Н-3К, Н-3КЛ, 3Н-3КЛ, который в соответствии с ГОСТ 10528-76 относится к точным нивелирам с контактным уровнем и элевационным винтом. Он предназначен для нивелирования III и IV классов и может применяться для измерения превышений при построении высотного обслуживания топографических съемок, при инженерно-геодезических изысканиях, в промышленности и строительстве (рис. 73). Юстировка угла  $i$  производится исправительными винтами цилиндрического уровня.

Для точного нивелирования в комплекте с вышеуказанными нивелирами используют рейки РН-3 (рис. 73,б). В данной аббревиатуре число 3 означает, что применение этих реек обеспечивает точность нивелирования 1 км двойного хода со средней квадратической погрешностью 3 мм.

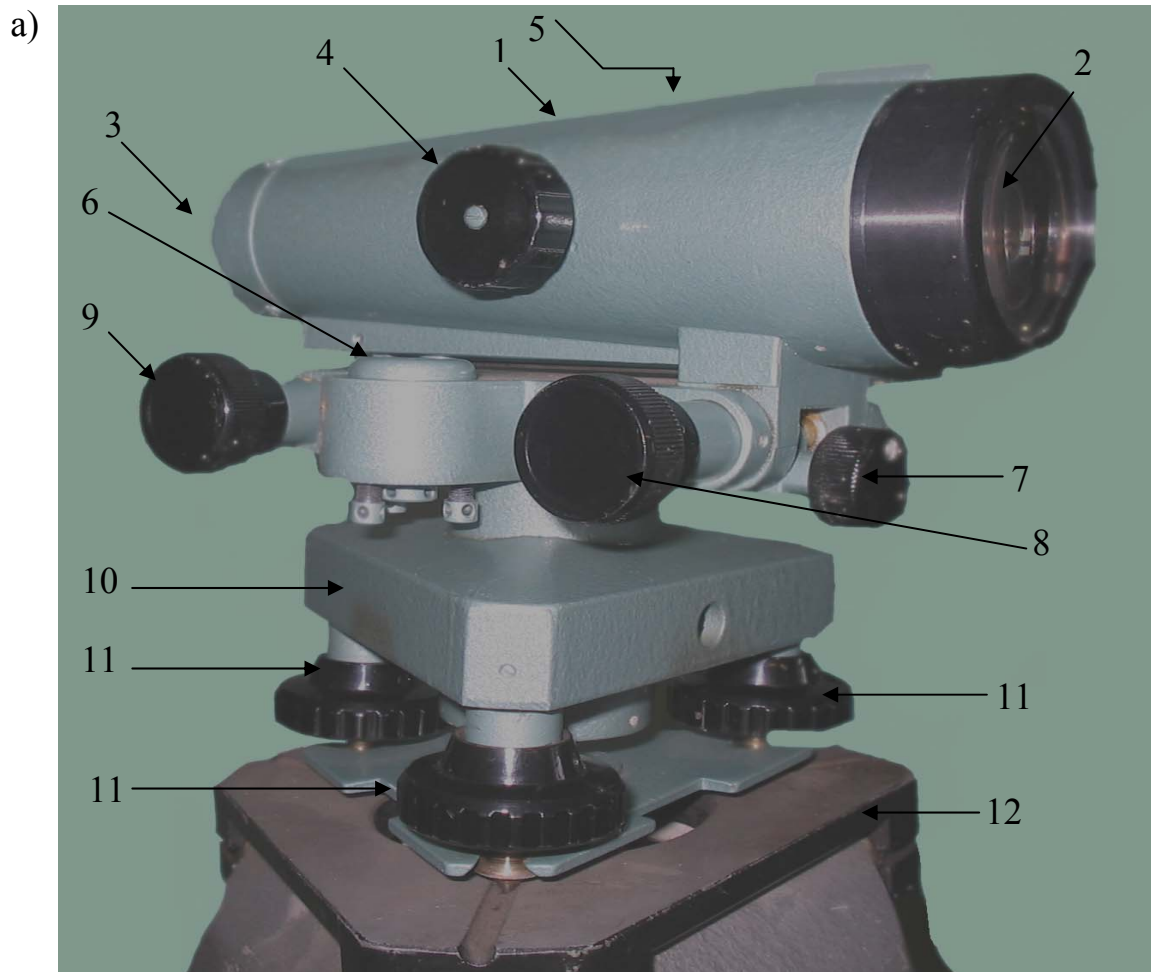
*Рейки РН-3* могут иметь длину 1,5; 3 и 4 м. В соответствии с ГОСТ 11158-83 рейки изготавливают двутаврового сечения из сухого выдержанного леса хвойных пород толщиной 2-2,5 см и шириной до 10 см, их покрывают белой масляной краской. В настоящее время, как правило, изготавливают двусторонние цельные и складные рейки с сантиметровыми делениями шкал. На одной стороне (основной) нанесены деления с чередованием черного и белого цветов, и начало нулевого деления совпадает с пяткой рейки. С обратной стороны (дополнительной) нанесены деления с чередованием красного и белого цветов, и начало нулевого деления смещено по отношению к основной шкале на величину около 5000 мм. Эта величина называется разностью пяток и служит контролем взятия отсчетов в процессе нивелирования. Рейки снабжены круглыми уровнями с ценой деления 7-15' и съемными или откидными кронштейнами и острьями для центрирования нитяного отвеса при проверке круглого уровня.

Таблица 4

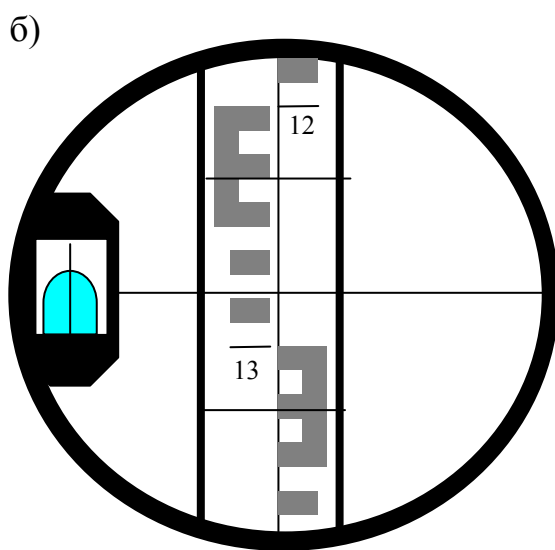
Характеристики	Тип прибора, страна - изготовитель									
	Н-05, Россия	Ni -005A, Германия	Ni -002, Германия	Ni-A3, Венгрия	N-3, Швейцария	PLI, Япония	IS-EI, Япония	Ni-I, Германия		
Увеличение зрительной трубы, крат	42	35	40	40 или 50	47	42	42	30		
Наименьшее расстояние визирования, м	2 и 1		1,5	2,0	0,3	2,0	2,0	1,4		
Цена деления уровня:										
круглого, мин/2 мм	5		8	5	4	3,5	4	5		
цилиндрического, с/2 мм	10			10	10	10				
Диапазон действия компенсатора, мин			±10	±6				±8		
Чувствительность компенсатора, с			0,05	0,005				0,1		
Цена деления шкалы микрометра, мм	0,05	0,1	0,05 или 0,1	0,05	0,1	0,1	0,1	0,05 или 0,1		
Средняя квадратическая погрешность на 1 км двойного хода, мм	0,5	0,5	0,2	0,3	0,2	0,2	0,2	0,3		
Коэффициент дальномера	100		100	100	100	100	100	100		
Масса, кг:										
нивелира	6	3,9	6,5	3,6	3,5	4,6	3,8	4,6		
футляра	5		5,1	5,2	2,5	4,1	2,5	4,6		

Таблица 5

Характеристики	Тип прибора, страна - изготовитель									
	Н-3, Россия	2Н-3Л, Россия	Н-3К, Россия	Нi-02А, Германия	Нi-20А, Германия	Нi-3, Германия	НАКI, Швейцария	СЗА, Япония		
Увеличение зрительной трубы, <i>крат</i>	30	31,8	30	31	31	24	24	25		
Наименьшее расстояние визирования, м	2	1,3/0,7	2		0,8		1	1,6		
Цена деления уровня:										
круглого, <i>мин/2 мм</i>	10	10	10					10		
цилиндрического, <i>с/2 мм</i>	15	15		10	10	10				
Диапазон действия компенсатора, <i>мин</i>			±15					±10		
Чувствительность компенсатора, <i>с</i>			0,4					0,5		
Средняя квадратическая погрешность на 1 км двойного хода, <i>мм</i>	3	2,5/1,7	3	2/0,7	2/0,7	1	1,5	2		
Цена деления лимба, <i>градус</i>		1	1					1		
Точность отсчета по лимбу, <i>мин</i>		6	6							
Коэффициент дальномера	100	100	100				100	100		
Масса, <i>кг</i> :										
нивелира	1,8	1,9	2,5	2,2	2,0		2,1	2,3		
футляра	2,0	1,5	2,0				1,5			



1-зрительная труба, 2-объектив, 3-окуляр, 4-фокусирующий винт, 5-цилиндрический уровень, 6-установочный (круглый) уровень, 7-закрепительный винт, 8-микрометрический винт, 9-элевационный винт, 10-подставка, 11-подъемные винты, 12-штатив



Отсчет по рейке  
1 м, 2 дм, 7 см, 8 мм

Отсчет по рейке  
1278 мм

Рис. 73. Устройство нивелира Н-3  
а) общий вид нивелира,  
б) поле зрения зрительной трубы.

Для удобства взятия отсчетов каждый дециметр отмечают дополнительным штрихом и подписывают. Счет дециметров возрастает

от пятки рейки; цифры подписывают нормально для нивелиров со зрительными трубами, имеющими прямое изображение, и в перевернутом виде для труб, имеющими обратное изображение. В этом случае в поле зрения трубы изображения чисел будут прямыми, но с отсчетами, возрастающими сверху вниз. Кроме того, от начала каждого дециметра пять делений объединяют вместе в виде буквы *E*, что облегчает подсчет числа целых сантиметров в отсчете.

Отсчет по такой рейке осуществляется следующим образом. Вначале записывается количество дециметров, определяемое по положению средней нити сетки относительно дополнительного штриха ближайшего подписанного дециметра. Дополнительный штрих наносится над *головой* перевернутой или под *подошвой* прямого изображения цифры дециметра.

Затем к количеству дециметров приписывают число целых сантиметров, определяемых по положению средней нити сетки относительно дополнительного штриха этого дециметра, и число миллиметров, определяемое при глазомерной оценке долей нецелого сантиметра. Полный отсчет представляет собой четырехзначное число, выраженное в миллиметрах (рис. 73, б).

В последнее время рейки этого типа изготавливают из дюралюминия, телескопическая конструкция которых позволяет работать с рейками различной длины – от 1 до 5 м. Основная шкала реек аналогична основной шкале деревянных реек, а дополнительная оцифрована так же, как и основная, без смещения пятки, но шкала разбита на миллиметровые деления. На близких расстояниях и при хорошем освещении использование дополнительной шкалы резко повышает точность нивелирования.

Основные характеристики некоторых технических нивелиров приведены в таблице 6.

Отечественное приборостроение сосредоточено на выпуске технических нивелиров типа Н-10 и его модификаций. В настоящее время выпускаются технические нивелиры второй модели Н-10, а именно 2Н-10Л.

*Нивелир 2Н-10Л* имеет цилиндрический уровень, элевационный винт и лимб на обычной подставке с подъемными винтами, а также зрительную трубу с обратным изображением рейки и внутренней фокусировкой. Однако в последнее время все большее применение находят последующие модификации базового прибора – нивелиры с компенсаторами: Н-10КЛ и 2Н-10КЛ (рис. 74).

*Нивелир Н-10КЛ* вместо цилиндрического уровня и элевационного винта имеет компенсатор и лимб. Компенсатор маятникового типа с

Таблица 6

Характеристики	Тип прибора, страна - изготовитель							
	2Н-10Л, Россия	Н-10КЛ, Россия	2Н-10КЛ, Россия	Нi-040А, Германия	Нi-42, Германия	NAO/AKO, Швейцария	ТТ-6, Япония	АТ-7, Япония
Увеличение зрительной трубы, крат	22	22	22	20	22	20	25	18
Наименьшее расстояние визирования, м	1,4	1,3	1,3			2,0	1,25	1,5
Цена деления уровня:								
круглого, мин/2 мм	10	10	20				10	10
цилиндрического, с/2 мм	45						40	
Диапазон действия компенсатора, мин		±20	±20					±10
Чувствительность компенсатора, с		0,5	0,5					0,5
Средняя квадратическая погрешность на 1 км двойного хода, мм	10	9	5	4	5	2,5	2	5
Цена деления лимба, градус	1	1	1			1	1	1
Точность отсчета по лимбу, мин	6	6	6			6	1	1
Коэффициент дальномера	100	100	100			100	100	100
Масса, кг:								
нивелира	2	2	1,5	1,5		1,8	1,9	1,0
футляра	2	2	1,1	1,6		1,5		0,8

воздушным демпфером. Визирная ось проходит по ломаной линии компенсатора, в связи, с чем в трубе отсутствует фокусирующая линза и ее функцию выполняет свободно подвешенная и перемещающаяся вверх и вниз по салазкам прямоугольная призма – чувствительный элемент самого компенсатора. Юстировка угла  $i$  выполняется перемещением сетки нитей.

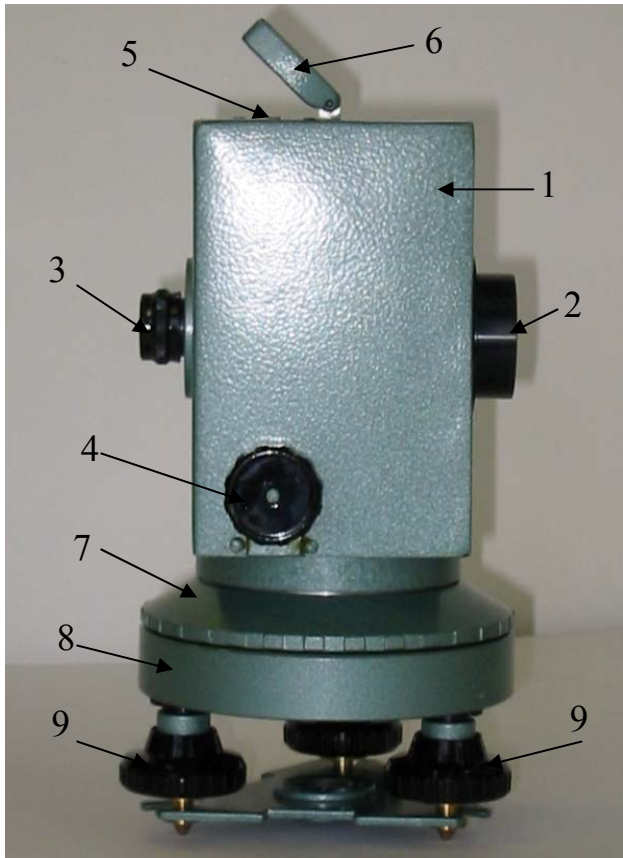


Рис. 74. Общий вид нивелира Н-10КЛ

- 1 - корпус ломаной визирной трубы и компенсатора, 2- объектив, 3- окуляр,
- 4 – фокусирующий винт кремальеры,
- 5 – круглый уровень, 6 – зеркало,
- 7 – алидада, 8 – подставка с лимбом,
- 9 – подъемные винты.

Юстировка же компенсатора может быть выполнена перемещением пентапризмы вдоль оси визирования.

*Нивелир 2Н-10КЛ* имеет аналогичное устройство, но с улучшенными метрологическими характеристиками, что позволяет повысить точность нивелирования практически в три раза, т.е.

$$m_{\text{км}} = 3,3 \text{ мм против}$$

$m_{\text{км}} = 9 \text{ мм}$  при использовании нивелира Н-10КЛ.

Технические нивелиры применяются при нивелировании IY класса и техническом нивелировании.

В комплекте с указанными нивелирами используются рейки типа РН-3 или РН-10.

*Рейки РН-10* имеют аналогичное рейкам РН-3 устройство. Однако в отдельных случаях на шкалах реек наносят двух – и пятисантиметровые деления.

Во всем остальном эти рейки похожи на рейки РН-3 – двусторонние цельные или складные длиной 3 - 4 м.

.Рейки РН-10 могут применяться только по своему прямому назначению, т.е. при нивелировании IY класса или техническом нивелировании, поэтому, как правило, при техническом нивелировании используются рейки типа РН-3, как более универсальные.

В процессе нивелирования, как нивелиры, так и рейки должны быть исследованы, выверены и юстированы.

#### 4.2.4. Поверки и исследования уровенных нивелиров

*Поверкой* называют действия, выявляющие отступление от требований к взаимному расположению осей прибора, а *юстировкой* - достаточно полное устранение этих отступлений. *Исследования* позволяют определять неустранимые отклонения прибора с целью принятия мер по устранению или учету их в результатах измерений.

1. *Ось цилиндрического уровня должна быть перпендикулярна оси вращения нивелира.* Поверка выполняется, как обычно, поворотом на  $180^{\circ}$ . Установив зрительную трубу по направлению двух подъемных винтов и вращая их в разные стороны, приводят пузырек уровня в нульпункт. Если нивелир имеет элевационный винт, то после поворота зрительной трубы на  $180^{\circ}$  пузырек перемещают элевационным винтом к центру на величину половины дуги отклонения. Поверку выполняют несколько раз, пока пузырек уровне не будет отклоняться от нульпункта больше чем на одно деление.

Если нивелир не имеет элевационного винта, то после поворота зрительной трубы на  $180^{\circ}$  пузырек перемещают вертикальными исправительными винтами уровня на половину дуги отклонения.

2. *Вертикальная нить сетки должна быть параллельна оси вращения нивелира, а горизонтальная – перпендикулярна к этой оси.*

Сначала при помощи цилиндрического уровня ось вращения нивелира приводят в отвесное положение, приведя пузырек уровня в нульпункт при положении зрительной трубы по направлению двух подъемных винтов, а затем по направлению третьего винта, т.е. при повороте на  $90^{\circ}$ . После этого один конец вертикальной нити совмещают с изображением в трубе нити отвеса, подвешенного в 15-20 м от нивелира в защищенном от ветра месте. Если второй конец нити сетки отклоняется от нити отвеса более чем на 0,5 мм, то сетку нитей поворачивают до совмещения ее с нитью отвеса. Для проверки горизонтальной нити сетки трубу плавно поворачивают наводящим винтом по азимуту. Если нить сетки сходит с выбранной точки или деления рейки, то сетку следует заменить.

При наличии у нивелира сетки нитей с клиновым биссектором *ось биссектора должна быть перпендикулярна к вертикальной нити сетки.* Для проверки этого условия необходимо взять по шкале оптического микрометра четыре отсчета, наведя зрительную трубу на хорошо видимую точку на расстоянии 6–7 м (рис. 70): отсчеты  $a$  и  $b$  взяты по горизонтальной нити, а  $v$  и  $г$  по верхней и нижней нитям биссектора. Если разность полусумм отсчетов по горизонтальной нити и нитям биссектора будут расходиться более чем на 2 деления, т.е.  $[(a+b)/2] - [(v+г)/2] > 2$ , то нужно заменить сетку нитей.



3. *Проекции визирной оси и цилиндрического уровня на горизонтальную и вертикальную плоскости должны быть параллельны.* Эта поверка, как видим, распадается на две части: параллельность в горизонтальной плоскости и параллельность в вертикальной плоскости. Первая поверка выполняется, как правило, после получения нового нивелира, а вторая – перед началом полевых работ.

*Первая поверка* выполняется следующим образом. Нивелир устанавливают в 50 м от рейки так, чтобы линия для двух подъемных винтов была бы перпендикулярна визирной оси, а ось третьего винта лежала бы в вертикальной плоскости ее. Ось вращения нивелира приводят в отвесное положение, пузырек уровня устанавливают в нульпункт и берут отсчет по рейке. Затем, вращая в разные стороны два первых подъемных винта, придают нивелиру боковые наклоны сначала в одну сторону, а затем в другую, при этом отсчет по рейке не должен изменяться. Если в обоих случаях пузырек уровня остается на месте или смещается в одну сторону, то уровень установлен правильно, если же в разные стороны и более чем на 1-2 деления, то положение цилиндрического уровня исправляют его боковыми исправительными винтами. При этом следует отметить, в какую сторону отклоняется пузырек при наклоне нивелира вправо или влево. Если пузырек смещается к окуляру при наклоне нивелира влево, то конец цилиндрического уровня смещается исправительными винтами влево и наоборот.

*Вторая поверка* выполняется двойным нивелированием одной и той же линии. Для этого на расстоянии 48 м на ровной местности выбирают две точки, на которые устанавливают и закрепляют рейки 1 и 2. Во время выполнения поверки рейки должны оставаться неподвижными. Затем устанавливают нивелир в рабочее положение на расстоянии 7 м от первой рейки и берут отсчеты по основной и дополнительной шкалам передней и задней рейкам (рис.75):  $Z_{o1}$  и  $P_{o1}$ ,  $Z_{д1}$  и  $P_{д1}$ . В данном случае первая точка принята нами как задняя, а вторая – передней. После этого нивелир аналогично устанавливают в рабочее положение ближе ко второй рейке и также берут отсчеты по задней и передней рейкам:  $Z_{o2}$  и  $P_{o2}$ ,  $Z_{д2}$  и  $P_{д2}$ . Наблюдения на обеих станциях составляют один прием, по результатам которых вычисляются превышения

$$h_1 = 0,5[(Z_{o1} - P_{o1}) + (Z_{д1} - P_{д1})] \quad \text{и} \quad h_2 = 0,5[(Z_{o2} - P_{o2}) + (Z_{д2} - P_{д2})].$$

Угол  $i$  определяют по формуле

$$i'' = \frac{(h_1 - h_2) \rho''}{2(D_2 - D_1)}. \quad (122)$$

При  $D_1 = 7$  м,  $D_2 = 41$  м,  $\rho'' = 206265''$  формула (122) запишется в следующем виде

$$i'' = 3,0 \frac{y_{2.c}}{мм} (h_1 - h_2) мм, \quad (123)$$

где  $i$  – в угловых секундах (уг. с),  $(h_1 - h_2)$  – в миллиметрах.

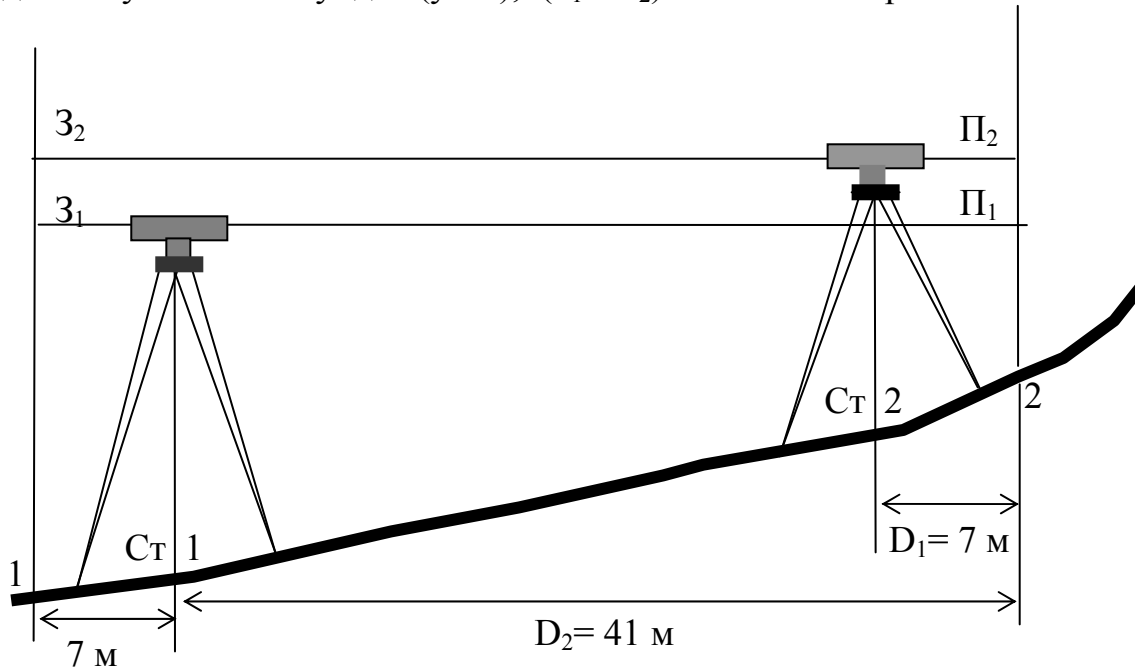


Рис. 75. Схема двойного нивелирования

Если  $i > 10''$ , то его уменьшают, в зависимости от конструкции нивелира: или вертикальными исправительными винтами уровня, или вертикальными исправительными винтами сетки нитей, или поворотом оптического клина перед объективом зрительной трубы. В первом случае элевационным винтом нивелира устанавливают отсчет

$$З'_{o2} = З_{o2} + \frac{D_2 i}{\rho''} = З_{o2} + 0,20 \cdot 10^{-2} i$$

по задней, дальней, рейке и исправительными винтами уровня устанавливают его в нульпункт. Во втором и третьем случаях перекрестие сетки нитей совмещают с данным отсчетом исправительными винтами сетки или поворотом оптического клина при положении пузырька уровня в нульпункте.

4. *Ось круглого уровня или установочных уровней должна быть параллельна, а для установочных уровней – перпендикулярна оси вращения нивелира.* Сначала при помощи цилиндрического уровня устанавливают ось вращения нивелира в отвесное положение. Если пузырек круглого уровня или установочных уровней не находится в нульпункте, то его приводят в нульпункт исправительными винтами круглого или установочных уровней.

5. При изменении фокусировки трубы ее визирная ось должна сохранять неизменное положение. Для проверки этого условия необходимо на ровной местности разбить четверть окружности радиусом 50 м и забить на ней колышки в точках 0, 1, 2, 3, ..., 8. Эти точки нивелируют со станции А при одинаковом расстоянии от нивелира до реек и со станции В – при разных расстояниях (рис. 76).

По разности высот одних и тех же точек судят о влиянии перемещений фокусирующей линзы на положение визирной оси.

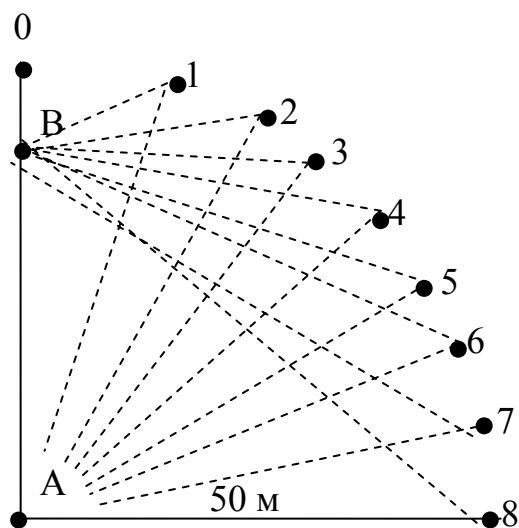


Рис. 76. Схема размещения нивелира и реек

### 6. Исследование уровней.

Исследование уровней выполняют для определения цены  $\tau''$  их делений, чувствительности (погрешности совмещения изображений концов пузырька контактного уровня) и качества шлифовки внутренней поверхности ампулы.

В основу определения  $\tau''$  положен принцип: измерение одного и того же вертикального угла  $v''$  должно быть выполнено при помощи исследуемого уровня и другим, более точным и независимым от уровня путем.

В этом случае величина цены деления уровня будет равна:

$$\tau'' = v''/n, \quad (124)$$

где  $n$  – число делений, на которое смещается пузырек при наклоне уровня на угол  $v''$ .

При точных исследованиях для измерения  $v''$  и определения чувствительности уровня используют *экзаменаторы* с ценой деления шкалы измерительного винта  $\mu = 1''$  или *микроэкзаменаторы* с ценой деления  $\mu = 0,1''$ .

Экзаменатор представляет собой металлическую площадку с подъемными винтами и микрометром с измерительным винтом и шкалой, цена деления которой известна.

На площадку экзаменатора устанавливают исследуемый уровень и измерительным винтом наклоняют площадку. Через каждые 10 делений отсчетного устройства экзаменатора по концам пузырька уровня определяют величину смещения его.

Определив величину перемещения пузырька уровня в делениях ампулы и соответствующий этому перемещению угол наклона оси уровня в секундах по шкале микрометра экзаменатора, по формуле (124) определяют цену деления уровня в разных частях ампулы и ее среднее значение.

*7. Определение коэффициента дальномера и асимметрии нитей.*

Как отмечалось выше, расстояние при помощи нитяного дальномера определяется по формуле

$$D = Kn + c \text{ и, следовательно, коэффициент } K = (D-c)/n, \quad (125)$$

где  $D$  – измеренное рулеткой 50-метровое расстояние от точки стояния нивелира до рейки,  $n = v - n$  – разность отсчетов на рейке по верхней и нижней дальномерным нитям сетки,  $c$  – постоянная дальномера.

Асимметрию нитей определяют по формуле

$$a = (c - v) - (n - c), \quad (126)$$

где  $c$  – отсчет на рейке по средней нити сетки.

*8. Исследование механизма поворота плоскопараллельной пластины и определение цены деления шкалы оптического микрометра.*

Это исследование выполняют при получении нового нивелира или после ремонта его, а также периодически раз в год.. В результате исследования определяют: а) среднее значение цены деления шкалы оптического микрометра, б) степень зависимости цены деления от расстояния до рейки и от изменения температуры воздуха, в) значения цены деления шкалы микрометра при разных углах наклона плоскопараллельной пластины и г) качество работы механизма, наклоняющего плоскопараллельную пластину.

Для исследований используют шкалу тонких штрихов, нанесенных через 0,5-0,7 мм. Шкалу компарируют при помощи микроскопа с точностью 5 мкм. В процессе наблюдений данной шкалы среднюю нить сетки совмещают с 5-9 штрихами и берут отсчеты по шкале микрометра. Наблюдения выполняют в прямом и обратном ходах. Ни одно из средних значений цены деления шкалы микрометра не должно отличаться от номинального значения 0,05 мм более чем на 0,0025 мм.

#### **4.2.5. Поверки и исследования нивелиров с компенсаторами**

Поверки нивелиров с компенсаторами включают в себя: исследование работы компенсатора (определение диапазона действия компенсатора, точности самоустановки линии визирования, систематической погрешности компенсации, коэффициента механического умножителя, качества демпфирования).

Проверка горизонтальности линии визирования (проверка главного условия).

1. *Диапазон действия компенсатора* – это угол наклона нивелира, в пределах которого нормально работает маятник компенсатора. Его определяют при помощи рейки или коллиматора в продольном  $\pm \alpha_K$  и поперечном  $\pm \beta_K$  направлениях наклона нивелира.

Перед началом исследований нивелира необходимо поверить и юстировать круглый или установочный уровень и определить на экзаменаторе цену оборота подъемного винта нивелира в угловой мере.

При помощи подъемного винта производят продольный или боковой наклон нивелира в обе стороны от нуля пункта круглого уровня до момента зависания маятника компенсатора. Зависание маятника фиксируют по моменту резкого изменения отсчета по рейке или коллиматору (сетка нитей начинает перемещаться по рейке вместе с наклоном нивелира). Угол наклона нивелира  $\pm \alpha_K$  или  $\pm \beta_K$  определяют по числу оборотов подъемного винта при перемещении пузырька круглого уровня от нуля пункта до момента зависания маятника и цены оборота его в угловой мере.

2. *Определение точности самоустановки линии визирования* заключается в определении погрешности  $\Delta_{CAM} = P - \Pi$ , с которой маятник компенсатора, выведенный из состояния покоя  $\Pi$ , вновь принимает положение равновесия  $P$ . Так как эти исследования требуют очень точных измерений, а юстировка производится в заводских условиях, то рассматривать методику определения средней квадратической ошибки самоустановки линии визирования и систематической ошибки самоустановки линии визирования здесь нецелесообразно.

3. *Проверка горизонтальности линии визирования.* Эта проверка заключается в установлении выполнения условия: при установке нивелира в рабочее положение визирная ось должна располагаться в вертикальной плоскости, проходящей через оптическую ось объектива зрительной трубы, и быть горизонтальной.

Эта проверка у нивелиров с компенсаторами аналогична главной проверке уровенных нивелиров и распадается на две части: определение систематической ошибки самоустановки линии визирования при боковых наклонах нивелира и самоустановка ее в горизонтальное положение в момент работы компенсатора. Первая часть исследуется, как отмечалось выше, по специальной методике с юстировкой в заводских условиях. Вторая часть выполняется двойным нивелированием. Если разность превышений, полученных из прямого и обратного нивелирования, не превышает 3 мм, то условие считается выполненным. В противном случае юстировку выполняют путем поворота оптического клина,

расположенного перед объективом зрительной трубы, или перемещением сетки нитей при помощи исправительных винтов.

#### **4.2.6. Исследование и компарирование нивелирных реек**

1. *Исследование степени деформирования рейки. Ось шкалы рейки должна быть прямой.* Для этого вдоль оси рейки натягивают струну и от нее при помощи миллиметровой линейки измеряют стрелку прогиба осевой линии шкалы рейки. Стрелки прогиба не должны превышать: 1 мм – у реек, применяемых для нивелирования 1 класса; 2 мм – для нивелирования 2 класса; 4 мм – для нивелирования 3 класса и 7 мм – для нивелирования 4 класса.

2. *Исследование правильности крепления кронштейнов, предназначенных для подвески и центрирования отвеса. Ось шкалы рейки должна быть параллельной линии, соединяющей точку крепления отвеса и точку центрирования его.* Исследование этого условия производится при помощи выверенного теодолита, проектируя точку крепления отвеса на острие центрирования его. Наблюдения производятся при двух отвесных положениях рейки: при первом положении рейка должна быть повернута лицевой стороной к наблюдателю, а при втором – боковой гранью.

3. *Поверка и юстировка установки круглого уровня на рейке. Ось круглого уровня должна быть параллельна осям шкал рейки.* Эту поверку выполняют при помощи отвеса: точно совместив острие отвеса с острием центрира, исправительными винтами круглого уровня перемещают пузырек его в нульпункт.

4. *Исследование перпендикулярности пятки рейки к осям шкал ее и определение разностей высот идентичных точек пяток пары (комплекта) реек.* Эта поверка относится лишь к инварным рейкам и выполняется следующим образом.

В закрытом помещении в пол забивается штырь с полусферической головкой, на которую отвесно устанавливают инварную рейку. В 5-7 м от штыря устанавливают нивелир и берут отсчеты по обеим шкалам рейки при установке ее на штыре сначала центром пятки, а затем в шести точках по контуру пятки. Не изменяя положения нивелира, на штырь устанавливают другую рейку комплекта, и исследование ее производят в том же порядке. По полученным результатам вычисляют среднее значение перекоса каждой пятки и величину смещения основной и дополнительной шкал рейки относительно друг друга.

5. *Определение разности высот нулей черной и красной шкал шашечных реек.* Эта поверка относится к рейкам, используемым при точном и техническом нивелировании.

На расстоянии около 10 м от нивелира в землю забивают костыль, на который по выверенному уровню устанавливается рейка в отвесное положение. Затем берут отсчеты по черной и красной шкалам рейки.

Вычитая из второго отсчета первый, получают величину смещения одной шкалы относительно другой, которая понимается в дальнейшем как разность пятки данной рейки.

6. *Определение длины метровых интервалов шкал пары штриховых реек.* Это исследование выполняется или на компараторе, или при помощи контрольной (женевской) линейки. Для этого рейку укладывают горизонтально под микроскопы компаратора или на ней размещают контрольную линейку. После этого при помощи микроскопов или контрольной линейки измеряют в двух местах рейки метровые интервалы (между 10-30 и 30-50 штрихами полудециметров основной шкалы и между 70-90 и 90-110 штрихами дополнительной шкалы). По результатам этих измерений вычисляют среднюю длину рабочего метра реек и поправочный коэффициент, на который умножают среднее значение измеренного превышения.

7. *Определение средней длины рабочего метра шкал пары шашечных реек.* Это исследование выполняется при помощи контрольной линейки. Для этого на горизонтально расположенную рейку укладывают контрольную линейку и измеряют интервалы между штрихами 10-20 и 20-29 дециметров основной (черной) шкалы и между штрихами 48-57, 57-67 и 67-76 дециметров дополнительной (красной) шкалы реек. По результатам измерений вычисляют среднюю длину рабочего метра пары реек и средний поправочный коэффициент этого метра.

#### 4.2.7. Основные источники погрешностей геометрического нивелирования

Как отмечалось выше, погрешности измерений, в зависимости от источника их появления, подразделяются на инструментальные, личные и погрешности внешней среды. При геометрическом нивелировании способом из середины превышение между точками определяется по формуле

$$h = a - b,$$

где  $a$  и  $b$  – отсчеты соответственно по задней и передней рейкам.

Если  $m_a$  и  $m_b$  – средние квадратические погрешности отсчетов по рейкам, то в соответствии с формулами теории погрешностей [4] погрешность в превышении будет равна:

$$m_h = \sqrt{m_a^2 + m_b^2}.$$

Принимая  $m_a = m_b = m_{om}$ , имеем

$$m_h = m_{om} \sqrt{2}. \quad (127)$$

С точки зрения оценки точности геометрического нивелирования отсчеты по рейкам несут в себя погрешности, обусловленные выше указанными источниками, поэтому в формуле (127) среднюю

квадратическую погрешность отсчета  $m_{от}$  целесообразно заменить средней квадратической погрешностью  $m_{взг}$  взгляда по рейке.

Основными погрешностями, оказывающими влияние на погрешность  $m_{взг}$  взгляда по рейке, являются следующие.

1. Погрешность  $m_{y.z}$  установки визирной оси зрительной трубы в горизонтальное положение, обусловленная погрешностью  $m_{y.ур}$  приведения пузырька уровня в нуль-пункт, определяемая из соотношения

$$m_{y.z} = \frac{m_{y.ур} d}{\rho}, \quad (128)$$

где  $m_{y.ур} = 0,1 \tau$  ( $\tau$  - цена деления уровня);  $d$  – расстояние от нивелира до рейки.

Если принять  $\tau = 20''$  и  $d = 100$  м, то погрешность горизонтирования будет равна:  $m_{y.z} = \frac{2'' 100000 \text{ мм}}{206265''} \approx 1 \text{ мм}$ .

2. Погрешность  $m_o$  собственно отсчета по рейке, определяемая по формуле проф. Чеботарева,

$$m_o = (0,156 \frac{d}{\Gamma} + 0,040 t), \quad (129)$$

где  $d$  – расстояние от нивелира до рейки, м;  $\Gamma$  – увеличение зрительной трубы;  $t$  – цена деления рейки, мм.

Если принять  $d = 100$  м,  $\Gamma = 30^x$  и  $t = 10$  мм, то погрешность отсчета будет равна:  $m_o = (0,156 \frac{100}{30} + 0,040 10) \approx \pm 1 \text{ мм}$ .

3. Погрешность  $m_{p.m}$  отсчета, зависящая от разрешающей способности зрительной трубы,

$$m_{p.m} = \frac{60''}{\Gamma \rho''} d. \quad (130)$$

При  $d = 100$  м и  $\Gamma = 30^x$  погрешность отсчета будет равна:  $m_{p.m} = 1 \text{ мм}$ .

4. Допустимая погрешность  $m_{дел}$  в положении дециметровых делений рейки. Для сантиметровых шашечных реек допускается погрешность в положении дециметровых штрихов рейки  $\Delta_{дел} = 1 \text{ мм}$ . Отсюда

$$m_{дел} = \frac{\text{пред.} \Delta_{дел}}{2} = \frac{1,0}{2} = 0,5 \text{ мм}.$$

Полагая, что перечисленные погрешности действуют независимо друг от друга, среднюю квадратическую погрешность взгляда можно получить по формуле теории погрешностей

$$m_{взг} = \sqrt{m_{y.z}^2 + m_o^2 + m_{p.m}^2 + m_{дел}^2}. \quad (131)$$



Подставляя численные значения отдельных погрешностей в формулу (131) и учитывая соответствующее выражение теории погрешностей [4], получим  $m_h = 2,5$  мм.

Средняя квадратическая погрешность превышения рассчитана применительно к нивелированию IV класса. При расстояниях от нивелира до реек  $d = 100$  м нивелирный ход длиной 1 км будет состоять из  $n = 5$  станций. Тогда средняя квадратическая погрешность нивелирования 1 км хода будет равна

$$m_{км} = m_h \sqrt{n} = m_{см} \sqrt{n} = 2,5 \sqrt{5} = 5,6 \text{ мм} = 6 \text{ мм}$$

Предельная погрешность (предельная невязка  $f_h$  в превышениях) нивелирования хода длиной 1 км составит  $f_h = 3 m_{км} = 18$  мм, а при длине хода  $L$  км

$$f_h = 18 \text{ мм} \sqrt{L_{км}}, \quad (132)$$

что соответствует требованиям геометрического нивелирования IV класса.

#### 4.2.8. Нивелирование III класса

*Организация работ по нивелированию.* Нивелирование III класса производится внутри полигонов высшего класса в виде отдельных ходов или систем ходов с узловыми точками и служит для обеспечения топографических съемок и решения инженерно-геодезических задач. Порядок работ при нивелировании заключается в следующем.

1. Составление проекта производства геодезических работ (ППГР). Сюда входят: проектирование по топографическим картам нивелировочных ходов, определяется положение исходных пунктов государственной геодезической сети (ГГС), устанавливается перечень работ, их объем и смета, а также порядок выполнения и технические указания по производству работ.

2. Подбор и исследование геодезических приборов. Нивелирование III класса выполняют приборами, удовлетворяющими требованиям: увеличение зрительной трубы не менее  $30^x$ , цена деления контактного цилиндрического уровня не более  $25 - 30''$  на 2 мм. Этим требованиям отвечают точные нивелиры типа Н-3 и Н-3К в комплекте с шашечными 3-метровыми двусторонними рейками типа РН-3. Случайные погрешности дециметровых и метровых интервалов реек не должны превышать 0,5 мм. *Непосредственно перед началом нивелировки повторяют проверки и юстировки прибора.*

3. Рекогносцировка на местности с целью уточнения предварительного проекта и выбора мест закладки нивелирных знаков – реперов и марок. Нивелирные знаки закладываются в местах, где могут быть обеспечены их неподвижность, долговременная сохранность и удобство их использования.

4. Закладка реперов и марок.
5. Производство полевых работ.
6. Обработка результатов полевых измерений и вычисление отметок пунктов нивелирования, при необходимости составление профиля местности.

*Нивелирование.* Нивелирование III класса выполняют способом из середины в прямом и обратном направлениях секциями по 20 – 30 км. Установка нивелира в середине между смежными точками осуществляется при помощи тонкого троса, бечевы или рулетки; рекомендуемая длина визирного луча составляет 75 м. Неравенство плеч на станциях должно быть не более 2 м. Высота визирного луча над земной поверхностью должна быть не менее 0,3 м. Для защиты нивелира от одностороннего нагрева (от солнечных лучей) используют зонт. Рейки устанавливают на костыли или башмаки в отвесное положение при помощи круглого уровня.

Нивелирование выполняют в периоды спокойных и четких изображений. В солнечные дни из-за сильного влияния рефракции на результаты нивелирования не рекомендуется производить нивелировку в течение 1 – 1,5 ч после восхода и перед заходом солнца.

*Нивелирование и контроль нивелирования на станции.* Нивелирование на станции производят в следующем порядке.

1. На костылях или башмаках задней А и передней В точках устанавливают *черной* стороной к наблюдателю рейки  $P_1$  и  $P_2$  в отвесное положение по круглому уровню (рис. 77).

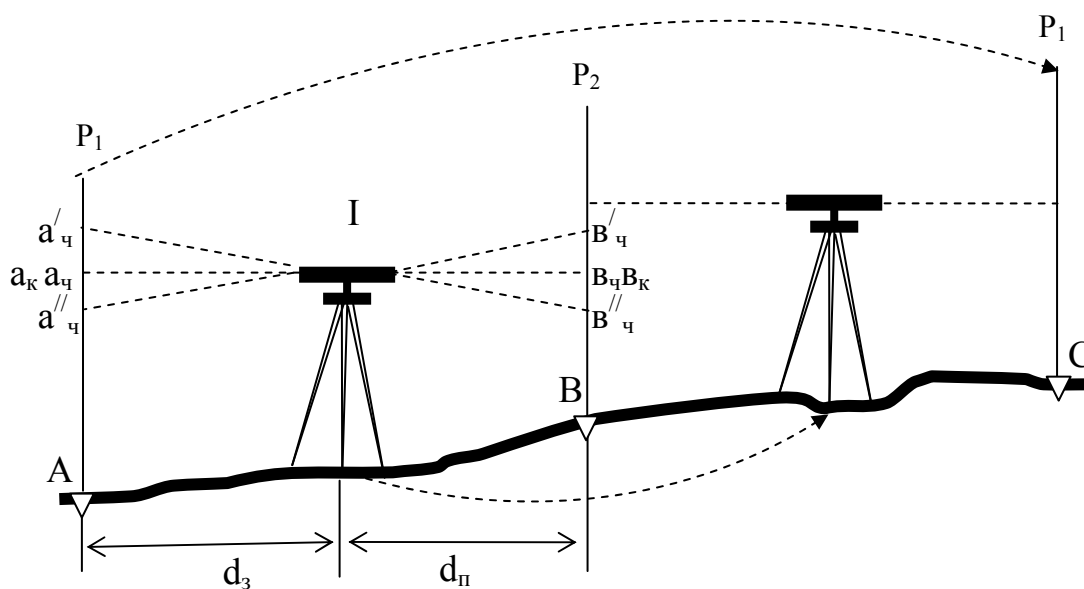


Рис. 77. Схема нивелирования на станции

2. По середине между ними устанавливают нивелир в рабочее положение по круглому уровню и наводят зрительную трубу на заднюю рейку  $P_1$ .

3. Элевационным винтом приводят пузырек уровня в нуль-пункт и производят отсчеты по средней  $a_ч$  и дальномерным  $a'_{ч}$ ,  $a''_{ч}$  штрихам сетки нитей; при работе нивелиром с компенсатором отсчеты берут сразу после наведения зрительной трубы на рейку.

4. Наводят трубу на переднюю рейку  $P_2$  и, выполнив действия, указанные в п. 3, берут отсчеты  $b_ч$ ,  $b'_{ч}$ ,  $b''_{ч}$ .

5. По сигналу наблюдателя реечники поворачивают рейки вокруг вертикальной оси красной стороной к наблюдателю.

6. Наблюдатель производит отсчеты сначала по передней  $P_2$ , а затем по задней рейке  $P_1$ , причем отсчеты берутся только по среднему штриху сетки нитей –  $b_к$ ,  $a_к$ .

Результаты измерений заносят в журнал установленной формы. На каждой станции выполняют вычисления и контроль измерений.

1. По отсчетам по дальномерным штрихам вычисляют расстояния от нивелира до реек:  $d_з = (a'_{ч} - a''_{ч}) \cdot 100$ ,  $d_п = (b'_{ч} - b''_{ч}) \cdot 100$ ; полученные величины сравнивают с результатами непосредственного измерения тросом или рулеткой и вычисляют неравенство плеч:  $\Delta d = d_з - d_п$ .

2. Контролируют отсчеты по среднему штриху рейки путем сравнения их с полусуммой отсчетов по дальномерным штрихам, которые могут различаться не более чем на 3 мм, т.е.

$$(a'_{ч} + a''_{ч})/2 - a_ч < \pm 3 \text{ мм}, \quad (b'_{ч} + b''_{ч})/2 - b_ч < \pm 3 \text{ мм}.$$

3. Вычисляют превышения между точками А и В, используя отсчеты по черной и красной сторонам реек

$$h_ч = a_ч - b_ч, \quad h_к = a_к - b_к.$$

Если расхождение между полученными превышениями не превышает 3 мм, то за окончательное значение превышения между точками А и В принимается среднее арифметическое:  $h = (h_ч + h_к)/2$ .

После контроля измерений на данной станции нивелир переносят на следующую станцию II, а задний реечник из точки А перемещается с рейкой  $P_1$  в точку С и все измерения на этой станции выполняют по той же программе.

*Привязка нивелирных ходов.* Привязка нивелирных ходов к реперам и маркам осуществляется с целью включения точек хода в государственную высотную сеть (ГВС) и для контроля нивелирования. Сущность привязки заключается в том, что первой точкой хода является ближайший пункт (репер или марка) ГВС, а далее весь процесс измерений выполняется по вышеописанной программе. Аналогично поступают и при привязке конца хода, т.е. нивелирный ход продолжается до ближайшего репера или марки.

При привязке хода к грунтовым или стенным реперам рейку устанавливают на головку репера, а при привязке к маркам, находящимся, как правило, выше горизонта прибора, используется подвесная рейка, отсчету по которой приписывается знак минус.

В процессе прокладки нивелирных ходов составляют их схему, на которой показывают все заложенные репера и марки, местные предметы, отметки которых были получены, а также превышения по основным и привязочным ходам, длины ходов и число станций.

Обработка результатов нивелирования включает проверку вычислений в полевых журналах, составление ведомости превышений, определение невязки в превышениях хода, увязку превышений и вычисление отметок всех точек хода.

Нивелирование, как известно, выполняется с целью определения отметок всех точек нивелирного хода. Если известна отметка  $H_1$  первой точки нивелирного хода, а для этого и производилась привязка его к ближайшему пункту ГВС, то отметки  $H_i$  всех точек его будут получены путем последовательного суммирования отметки  $H_{i-1}$  предыдущей точки и последующего превышения  $h_i$ , т.е.

$$H_i = H_{i-1} + h_i. \quad (133)$$

Однако использовать полученные величины отметок по их прямому назначению нельзя, так как при вычислении их использовались превышения, включающие в себя неизбежные погрешности измерений, которые будут накапливаться по мере вычисления отметок всех последующих точек хода. Для выявления погрешности (невязки) в отметке последней точки нивелирного хода необходимо иметь ее значение, которое будет получено также при привязке конца хода к ближайшему пункту ГВС. Следовательно, все величины вычисленных отметок необходимо исправить. Для этого во все значения отметок вводят поправки с обратным знаком с нарастающим итогом в зависимости от полученной невязки. Такой способ распределения невязки (увязки отметок) применяется очень редко, так как имеет существенные недостатки: процесс исправления уже вычисленных значений, а главное при недопустимой величине невязки все предыдущие вычисления будут бессмысленными. Поэтому целесообразнее находить невязку не в отметках, а в превышениях, перед тем как вычислять отметки.

Следует отметить, сумма превышений по нивелирному ходу по своей сути это превышение последней точки над первой.

Поэтому невязка  $f_h$  в превышениях нивелирного хода согласно выражению  $f = \sum П - \sum Т$  определяется в зависимости от его вида.

*1. Ход замкнутый.* Так как в данном случае последняя точка совпадает с начальной, то теоретически сумма превышений  $\sum h_T$  по всему ходу должна равняться нулю

$$\sum h_T = 0. \quad (134)$$

Отсюда согласно вышеприведенному равенству будем иметь

$$f_h = \Sigma h_{\text{п}}. \quad (135)$$

3. *Ход разомкнутый и опирается на точки ГВС.* В этом случае теоретически сумма превышений по всему ходу будет равна разности отметок последней  $H_{\text{к}}$  и начальной  $H_{\text{н}}$  точек, т.е.

$$f_h = \Sigma h_{\text{п}} - \Sigma h_{\text{т}} = \Sigma h_{\text{п}} - (H_{\text{к}} - H_{\text{н}}). \quad (136)$$

Согласно Инструкции допустимая невязка в превышениях в нивелирных ходах III класса не должна превышать

$$f_{h \text{ доп}} = \pm 10 \text{ мм } \sqrt{L}, \quad (137)$$

где  $L$  – длина хода в километрах.

Если фактическая невязка в превышениях не превышает допустимой, т.е.  $f_h \leq f_{h \text{ доп}}$ , то осуществляется уравнивание нивелирной сети, которая заключается в распределение фактической невязки в виде поправок в измеренные превышения с обратным знаком *пропорционально длинам отдельных звеньев нивелирного хода*. Под понятием звено здесь понимается расстояния между двумя смежными рейками, т.е. расстояния между задней и передней точками каждой станции.

После увязки превышений и рассчитывают величины отметок всех точек нивелирного хода.

#### 4.2.9. Нивелирование IV класса

Организация и порядок работ при нивелировании IV класса сохраняются практически такой же, что и при нивелировании III, но с понижением некоторых требований к производству работ. Нивелирование IV класса выполняется только в одном направлении. Нормальная длина визирного луча увеличивается до 100 м; расстояния от нивелира до реек измеряют шагами; неравенство плеч на станции допускается в пределах 5 м; высота визирного луча на земной поверхности допускается не ниже 0,2 м; рейки можно устанавливать на колья.

При выполнении наблюдений на станции контроль отсчетов по среднему штриху сетки нитей при помощи взятия отсчетов по крайним (дальномерным) штрихам не осуществляется; берется отсчет только по одному дальномерному штриху для учета неравенства плеч; контроль нивелирования на станции осуществляется по разности превышений, полученных по черной и красной сторонам реек, которые не должны превышать  $\pm 5$  мм. Допустимая невязка в превышениях нивелирных ходов IV класса не должна превышать величины, определяемой из выражения

$$f_{h \text{ доп}} = \pm 20 \text{ мм } \sqrt{L}. \quad (138)$$

Нивелирные сети IV класса допускается уравнивать упрощенными способами.

#### 4.2.10. Техническое нивелирование

Техническое нивелирование производится с целью высотного обеспечения топографических съемок масштабов 1:500 – 1:5000, а также при изыскании, проектировании и строительстве различного рода инженерных сооружений. При соответствующей организации работ техническое нивелирование может по точности соответствовать нивелированию IV класса. Однако техническое нивелирование предназначено для решения конкретных инженерных задач и его точность регламентируется ведомственными инструкциями. Например, в соответствии с Инструкцией по топографическим работам для городского, поселкового и промышленного строительства предельная невязка в превышениях хода не должна превышать

$$\begin{aligned} f_{h \text{ доп}} &= \pm 50 \text{ мм } \sqrt{L} - \text{ для равнинной и всхолмленной местности} \\ \text{или } f_{h \text{ доп}} &= \pm 10 \text{ мм } \sqrt{n} - \text{ для гористой местности,} \end{aligned} \quad (139)$$

где  $n$  – число станций.

Нивелирные ходы, прокладываемые для высотного обеспечения топографических съемок должны также опираться на пункты ГВС; в отдельных случаях разрешается прокладывать висячие ходы, опирающиеся на одну опорную точку, но ходы должны прокладываться в прямом и обратном направлениях; чаще всего в этом случае прокладываются замкнутые нивелирные ходы. Максимальная длина таких ходов принимается в зависимости от характера местности, масштаба съемки и высоты сечения рельефа. Например, предельная длина хода, опирающегося на опорные пункты высшего класса, при высоте сечения рельефа  $h_c \geq 1$  м составляет 16 км, а для висячего – 4 км.

Техническое нивелирование выполняется способом из середины техническими нивелирами с использованием чаще всего шашечных реек. Расстояния от нивелира до реек измеряются шагами с контролем по нитяному дальномеру. Нормальная длина визирного луча составляет 120 м, а при хорошей видимости – до 200 м. Рейки устанавливаются на костыли, башмаки или колышки; отсчеты производят только по среднему штриху сетки нитей; контроль нивелирования на станции осуществляют по разности превышений, полученных по черной и красной сторонам реек, которая не должна превышать 5 мм.

Техническое нивелирование, выполняемое с целью обеспечения строительства сооружений линейного типа (автомобильных и железных дорог, трубопроводов, каналов, линий электропередачи и т.д.), называется *продольным*. Для получения детальных планов, предназначенных для решения вопросов, связанных с вертикальной планировкой

промышленных площадок и подсчетом объемов земляных масс, выполняют *нивелирования поверхности*.

При изыскании трасс линейных сооружений, когда приходится определять отметки не только связующих, но и *промежуточных* (характерных рельефных) точек, порядок наблюдений будет следующим.

1. На кольшках задней А и передней В связующих точках устанавливают *черной* стороной к наблюдателю рейки  $P_1$  и  $P_2$  в отвесное положение по круглому уровню (рис. 77).

2. По середине между ними устанавливают нивелир в рабочее положение по круглому уровню и наводят зрительную трубу на заднюю рейку  $P_1$ .

3. Элевационным винтом приводят пузырек уровня в нуль-пункт и производят отсчеты по среднему  $a_ч$  и одному дальномерному  $a'_ч$  штрихам сетки нитей; при работе нивелиром с компенсатором отсчеты берут сразу после наведения зрительной трубы на рейку.

4. Наводят трубу на переднюю рейку  $P_2$  и, выполнив действия, указанные в п. 3, берут отсчеты  $b_ч, b'_ч$ .

5. По сигналу наблюдателя реечники поворачивают рейки вокруг вертикальной оси красной стороной к наблюдателю.

6. Наблюдатель производит отсчеты сначала по передней  $P_2$ , а затем по задней рейке  $P_1$ , причем отсчеты берутся только по среднему штриху сетки нитей –  $b_к, a_к$ .

7. Задний реечник с рейкой переходит на следующую связующую точку С, по пути устанавливая рейку на промежуточных точках; наблюдатель производит отсчеты по ним только по черной стороне.

Результаты измерений заносят в журнал установленной формы. На каждой станции выполняют вычисления превышений, по разности которых осуществляется контроль нивелирования.

Обработка результатов нивелирования включает проверку вычислений в полевых журналах, составление ведомости превышений, определение невязки в превышениях хода, увязку превышений и вычисление отметок всех точек хода. Отметки связующих точек вычисляют через уравненные превышения по формуле (133), а промежуточных точек – через горизонт прибора ГП.

*Горизонт прибора (ГП)* – по своей сути это отметка визирного луча, т.е. сумма отметки  $H_i$  точки I и отсчета  $a_ч$  по черной стороне рейки, установленной на этой точке

$$\text{ГП} = H_i + a_ч. \quad (140)$$

Тогда отметка  $H_{пр}$  промежуточной точки будет равна горизонту прибора минус отсчет  $c_{пр}$  по черной стороне рейки, установленной на данной промежуточной точке С, т.е.

$$H_c = \text{ГП} - c_{пр} \quad (141)$$

При обработке журнала нивелирования горизонт прибора вычисляется только на тех станциях, где имеются промежуточные точки.

#### 4.2.11. Общие сведения о высокоточном нивелировании

К высокоточному нивелированию относится нивелирование I и II классов, применяемое при создании полигонов ГВС. Однако методы нивелирования I и II классов находят широкое применение при решении многих инженерно-геодезических задач – при изучении деформации сооружений, монтаже и наладке оборудования. Широко используются результаты высокоточного нивелирования при проектировании и строительстве крупных гидротехнических сооружений.

Выше (4.2.3) дано краткое описание высокоточных нивелиров Н-05 и Н1 в комплекте с рейками РН-05 для высокоточного нивелирования; рассмотрены особенности устройства высокоточных реек и способы взятия отсчетов по основной и дополнительной шкалам этих реек при помощи микрометров, встроенных в конструкцию нивелиров. Поверки высокоточных нивелиров и их юстировка рассмотрены выше (4.2.4). Порядок лабораторных и полевых поверок реек предусмотрен Инструкцией по нивелированию I – IV классов (М., «Недра», 1974).

Высокоточное нивелирование выполняется строго в соответствии с Инструкцией по нивелированию I и II классов, которая предусматривает следующую методику полевых измерений.

1. Нивелирование I класса производится строго из середины; нормальная длина визирного луча принимается равной 50 м; неравенство плеч допускается не более 0,5 м; высота визирного луча над поверхностью земли не должна быть менее 0,8 м.

2. Нивелирование производится в прямом и обратном направлениях по двум парам костылей или башмаков, поверхность головок которых должна быть сферической формы.

3. Нивелирование выполняют только при благоприятных условиях видимости, при спокойных и отчетливых изображениях штрихов рейки.

4. Нивелирование производят способом *совмещений* в следующем порядке: а) наводят зрительную трубу на рейку и вращением элевационного винта приводят пузырек уровня в нуль-пункт, б) вращением маховика-барабана оптического микрометра совмещают биссектор сетки нитей с ближайшим штрихом основной или дополнительной шкале рейки и производят отсчет (см. 4.2.3).

Соблюдение указанных правил позволяет достигнуть в нивелирных ходах I класса точности, характеризуемой на 1 км хода средней квадратической погрешностью  $\pm 0,5$  мм.

При прокладке нивелирных ходов II класса допускается некоторое отклонение в методике производства работ по сравнению с



нивелированием I класса: а) нивелирование производят по одной паре костылей, б) неравенство расстояний от нивелира до реек не должно превышать 1 м, в) нормальная длина визирного луча допускается до 65 м, г) высота визирного луча над поверхностью земли может быть менее 0,5 м, погрешность результата нивелирования не превышает  $5 \text{ мм} \sqrt{L}$ .

При решении инженерно-геодезических задач рассмотренная методика высокоточного нивелирования может быть изменена, но требования к приборам, способам работы на станции, методика и тщательность наблюдений остаются неизменно высокими.

#### 4.2.12. Общие сведения о лазерном нивелировании

В последнее время широкое распространение при строительных работах получил новый класс инструментов – лазерных нивелиров, которые подразделяются на две подгруппы: лазерные построители направлений и лазерные построители плоскостей (рис. 78).

Лазерные нивелиры, как и оптические, предназначены для определения превышений между точками или выноса в натуру проектных отметок. Лазерные приборы задают горизонтальную, вертикальную и наклонную линию (направление) или аналогичную плоскость при помощи лазерного луча. В первом случае лазерный луч неподвижен в заданном направлении, а во втором случае лазерный луч образует плоскость при вращении его со скоростью до 600 об/мин. Это ротационные построители плоскостей. Однако есть и статические построители, которые развертывают направление в плоскость в диапазоне от 60 до 360 градусов.

Установка направления или плоскости в горизонтальное положение производится при помощи электронных или жидкостных уровней. Для фиксации этого направления или плоскости можно использовать как обычные нивелирные рейки, так и рейки, оснащённые специальными приемниками излучения.

Основной характеристикой любого геодезического инструмента является его точность. Высокая точность лазерных нивелиров обусловлена с одной стороны свойством лазерного излучения – узкой диаграммой направленности: диаметр световой точки на расстоянии нескольких десятков метров от прибора остаётся неизменным, с другой – применением специальных компенсаторов и систем стабилизации луча.

а)

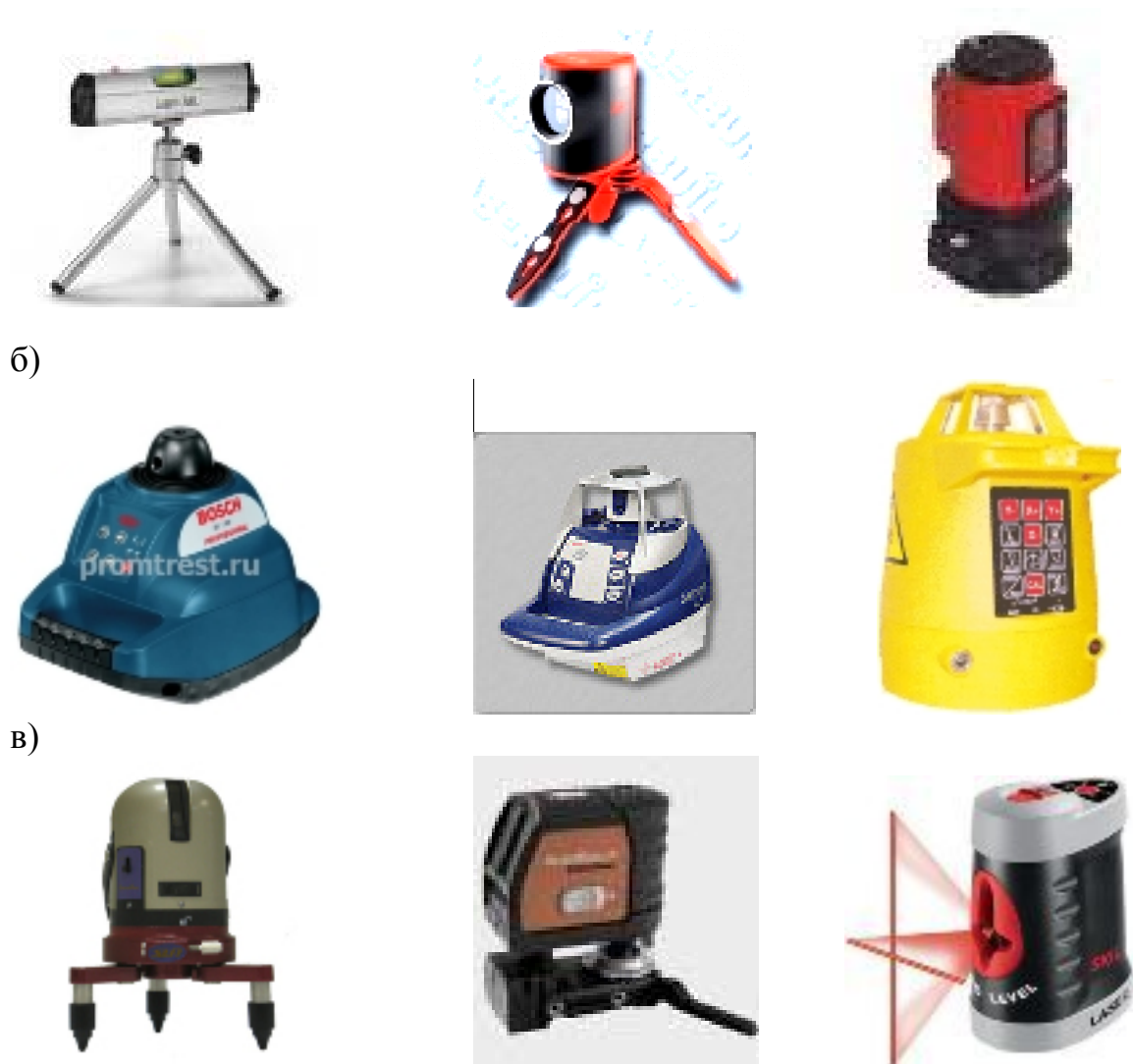


Рис. 78. Общий вид лазерных нивелиров и построителей  
 а) – направлений, б) – горизонтальных и в) – вертикальных плоскостей

Если для решения многих задач в строительстве эти уникальные свойства лазерных нивелиров (построение светящихся направлений и плоскостей, особенно в плохо освещенных и стесненных условиях производства) имеют бесспорное преимущество перед оптическими нивелирами, то при высокоточном нивелировании они уступают последним. Это обусловлено тем, что диаметр лазерного луча значительно превосходит точку пересечения нитей сетки. Поэтому при высокоточном нивелировании используют специальные приемники лазерного излучения, помещаемые на рейках. Наиболее эффективным в настоящее время является приемник лазерного излучения с оптическим светоделителем и светодиодами.

На рис. 79 показана схема оптикоэлектронного приемника лазерного излучения, расположенного на подвесной рейке.

Применение оптического светоделителя со светодиодами позволяет на порядок повысить точность снятия отсчётов по рейке. Действительно, перемещая рамку 2 по рейке 1 до попадания светового луча 3 лазерного визира, светоделитель принимает световое пятно на оптический клин 4 с фиксацией разделённых потоков на соответствующие светодиоды 5. Величина световых потоков регистрируется на индикаторе 7. Если перемещение рамки 2 производится вручную, то разность показаний светодиодов на индикаторе устраняется путём её микрометрическим винтом 8. При автоматическом режиме перемещения рамки полученная разность показаний светодиодов устраняется микро электродвигателем 6.

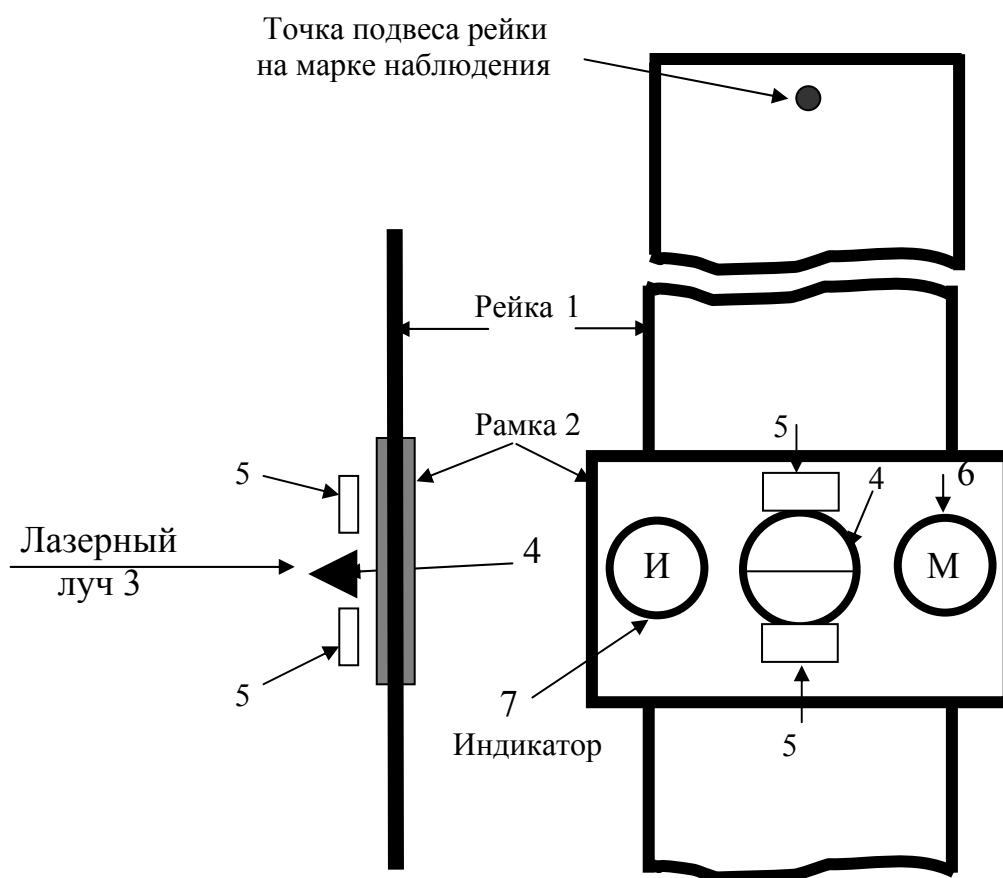


Рис. 79. Схема приемника лазерного излучения: 1 – подвесная рейка, 2 – подвижная рамка, 3 – приемник светового луча лазерного визира, 4 – оптический клин (светоделитель), 5 – светодиоды, 6 – микродвигатель, 7 – индикатор, 8 – микрометрический винт

Как известно, высокоточное геометрическое нивелирование в закрытых помещениях производства, особенно в подвальных и полуподвальных помещениях, осложняется под влиянием различных условий: плохое освещение, наличие дополнительных трубопроводов, воздухопроводов, а также наличием сильных шумов, высокой температуры, запылённости и, что очень важно, появление сильных вибрационных полей от действующих механизмов.

Даже при очень большой амплитуде колебаний оптикоэлектронный способ определения середины светового пятна лазерного визира позволяет находить правильный отсчёт по рейке, так как колебания визирного луча происходит симметрично относительно исходного его положения.

Производимые в настоящее время лазерные приборы подразделяются на два класса: для внутренних и для наружных работ. Отличие между ними заключается в мощности лазерного луча, точности и функциональных возможностях [5].

В нивелирах для наружных работ используется лазер высокой мощности, что обеспечивает работу на значительной территории без дополнительной перестановки прибора. Для выноса в натуру различных направлений и плоскостей, например, полотна дороги, в этом типе нивелиров имеется возможность устанавливать лазерную плоскость под некоторым уклоном.

В нивелирах для внутренних работ, как правило, для установки лазерного направления или плоскости используется система автоматической нивелировки. Инструменты с автоматической нивелировкой и функцией задания уклона являются универсальными и хорошо себя зарекомендовали при проведении дорожно-строительных работ и для систем управления грейдерами и бульдозерами.

### 4.3. Тригонометрическое нивелирование

Тригонометрическое нивелирование производится с целью высотного обеспечения топографических съёмок и при решении различных инженерных задач. Достоинством этого вида нивелирования является возможность определения превышений между точками с любым перепадом высот. Действительно, если превышение между точками местности значительно, то для одномоментного определения его при тригонометрическом нивелировании поступают следующим образом.

Например, для определения превышения  $h_{AB}$  между точками местности А и В над точкой А устанавливают теодолит-тахеометр, а в точке В – рейку (рис.80). Перекрестие сетки нитей теодолита наводят на какую-либо точку рейки и измеряют угол наклона  $v$ .

Если горизонтальное проложение линии АВ равно  $d$ , высота прибора и точки рейки соответственно  $i$  и  $l$ , то, как следует из рис. 80,

$$h + l = h' + i$$

или

$$h = h' + i - l. \quad (141)$$

Так как  $h' = d \operatorname{tg} v$ , то искомая величина превышения будет равна:

$$h = d \cdot \operatorname{tg} v + i - l. \quad (142)$$

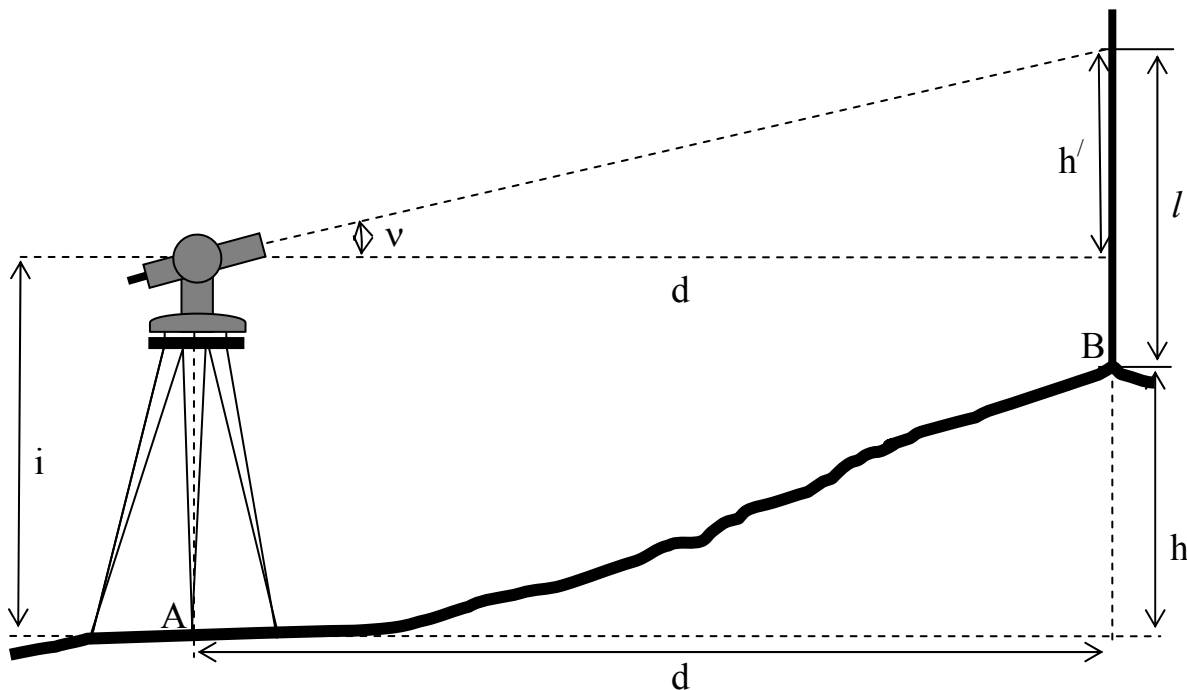


Рис. 80. Схема тригонометрического нивелирования

Произведение  $d \cdot \operatorname{tg} v$  может быть вычислено на микрокалькуляторе или по специальным таблицам, называемым таблицами превышений.

Высота прибора  $i$  и визирования  $l$  измеряется непосредственно при помощи рейки или рулетки. Если же на рейке или вехе отметить точку на высоте прибора  $i$  и производить визирование на эту точку, т.е.  $l = i$ , то формула (142) примет вид

$$h = d \cdot \operatorname{tg} v. \quad (143)$$

На практике чаще всего так и поступают: на рейке отмечают высоту прибора, и после установки рейки на определяемую точку местности визирную ось теодолита наводят на эту точку рейки. В тех случаях, когда высота прибора на рейки не просматривается, визирование производят на верх рейки и применяют формулу (142).

При выводе формулы (142) не учитывалось влияние на превышение кривизны Земли и рефракции. Для выявления влияния этих величин на результаты тригонометрического нивелирования рассмотрим рис. 81.

Если через точки  $A$  и  $B$  местности и точку  $J$  ось вращения зрительной трубы теодолита провести поверхности  $AA'$ ,  $B'B$  и  $JF$ , параллельные уровню моря, а через точку  $J$  дополнительно провести рефракционную кривую  $JD$ , то получим следующую картину тригонометрического нивелирования.

Искомая величина превышения  $h = BA'$  - отвесное расстояние между уровнями поверхностями  $B'B$  и  $AA'$ ; угол наклона  $v$  – величина между касательными  $JS$  и  $JE$ ; высота  $i$  прибора – отвесное расстояние между

уровненными поверхностями  $JF$  и  $AA'$ ; высота  $l$  визирования на рейке – отвесное расстояние между рефракционной поверхностью  $JD$  и уральной поверхностью  $B'B$ ; смещение  $r = DC$  наблюдаемой точки  $D$  под влиянием рефракции – (поправка за рефракцию); смещение  $k = FE$  точки  $F$  под влиянием кривизны Земли (поправка за кривизну Земли).

Таким образом, из рис. 81 видно, что

$$h + l + r = i + k + CE,$$

где  $CE$  из треугольника  $CJD$   $d \cdot \text{tg} \nu$ , так как угол при точке  $D$  при расстоянии  $d = 5$  км отличается от прямого всего на  $3'$ .

Тогда с учетом выражения  $f = k - r$  будем иметь

$$h = d \cdot \text{tg} \nu + i - l + f. \quad (144)$$

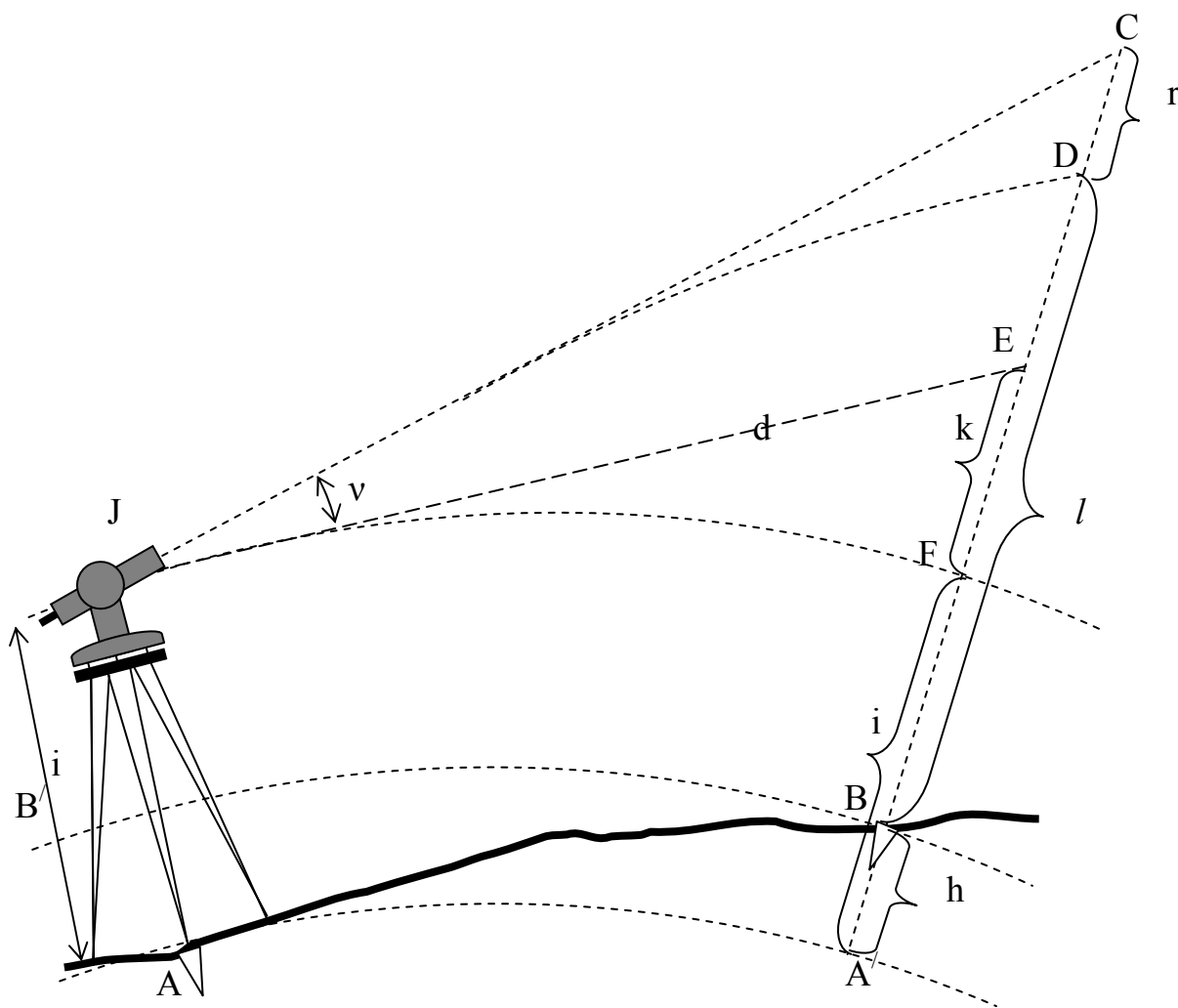


Рис. 81. Схема влияния кривизны Земли и рефракции на результаты тригонометрического нивелирования

При тригонометрическом нивелировании превышения вычисляют с округлением до 0,01 м, а согласно (119) поправка  $f$  при длинах  $d = 300$  м равна 0,01 м, следовательно, поправки за кривизну Земли и рефракцию учитывают при расстояниях, превышающих 300 м.

При выводе формулы (144) использовалось горизонтальное проложение между известной и определяемой точками А и В. На практике чаще всего измеряются наклонные расстояния нитяным дальномером. Поэтому, учитывая выражение (105), формула (144) запишется

$$h = D \cdot \cos^2 v \cdot \operatorname{tg} v + i - l + f$$

или

$$h = \frac{D}{2} \cdot \sin 2v + i - l + f. \quad (145)$$

Высота прибора  $i$  измеряется рулеткой, а высота визирования определяется по рейке; и в том и другом случае погрешность определения этих величин не превышает 1 см. Следовательно, на точность тригонометрического нивелирования основное влияние оказывают погрешности измерения расстояний  $D$  и углов наклона. В этом случае влияние этих погрешностей на результаты нивелирования может быть определено из анализа формулы

$$h = \frac{D}{2} \cdot \sin 2v. \quad (146)$$

Отсюда погрешность для функции общего вида будет иметь вид

$$m_h^2 = \left( \frac{dh}{dD} \right)^2 m_D^2 + \left( \frac{dh}{dv} \right)^2 m_v^2$$

или

$$m_h^2 = \left( \frac{1}{2} \sin 2v \right)^2 m_D^2 + (D \cos 2v)^2 \left( \frac{m_v}{\rho} \right)^2. \quad (147)$$

Если принять угол наклона  $v = 10^0$ ,  $D = 100$  м,  $m_v = 0,5'$  и относительная погрешность измерения расстояния нитяным дальномером  $1/N = m_D/D = 1/300$ , то согласно формуле (147) величина  $m_h \approx \pm 1,5$  см.

Предельная погрешность тригонометрического нивелирования будет равна:  $\Delta_h = 2 m_h = 3$  см.

Действующие инструкции по нивелированию допускают расхождение в превышениях двух смежных точек 4 см на каждые 100 м расстояния.

Невязка в ходе тригонометрического нивелирования согласно действующей Инструкции определяется из выражения

$$f_{h \text{ доп}} = \pm 0,04 \cdot D \cdot \sqrt{n} \text{ м}, \quad (148)$$

где  $D$  – средняя длина линии, выраженная в сотнях метров;  $n$  – число линий в ходе.

#### 4.4. Барометрическое нивелирование

Барометрическое нивелирование основано на том, что в точках местности, расположенных на разных высотах, давление атмосферы различно и применяется для приближенного определения высот точек при рекогносцировочных и изыскательских работах.

Зависимость между давлением  $P_A$  и  $P_B$  атмосферы в точках А и В и разностью высот  $H_A$  и  $H_B$  этих точек может быть подсчитана из уравнения

$$h = H_B - H_A = 18405 (1 + \alpha t) \left(1 + 0,378 \frac{\nu}{P}\right) \cdot \lg \frac{P_A}{P_B}, \quad (149)$$

где  $\alpha$  – температурный коэффициент,  $t$  – среднее значение температуры воздуха,  $\nu$  – упругость водяного пара, находящегося в воздухе,  $P$  давление атмосферы в точках А и В.

Для измерения атмосферного давления используются ртутные, газовые и металлические барометры, гипсотермометры, барографы.

Наиболее точными являются ртутные барометры, но в силу своей громоздкости и хрупкости они применяются в основном для стационарных наблюдений. На практике чаще всего используются anerоиды, показания которых приводят к показаниям ртутного барометра.

Точность барометрического нивелирования невелика и характеризуется средней квадратической погрешностью, равной  $\pm 2$  м. В последнее время созданы микробарометры, позволяющие получать среднюю квадратическую погрешность барометрического нивелирования порядка  $\pm 0,5$  м.

#### 4.5. Гидростатическое нивелирование

Гидростатическое нивелирование – это высокоточное нивелирование, основанное на принципе сообщающихся сосудов, и применяемое в основном при монтаже оборудования, выверке горизонтальности различных производственных плоскостей, наблюдениях за осадкой сооружений и других аналогичных работах.

Гидростатический нивелир, называемый *гидростатическим уровнем*, состоит из двух измерительных головок – резервуаров, соединенных между собой водяным шлангом. На рис. 82 представлен общий вид одного из таких уровней, у которого измерительная головка представляет собой стеклянный цилиндр 1, помещенный в металлическую оправу 2 с окошками, ограниченной снизу платформой 3 размером 100x100 мм, и сверху *микрोगлубокомером* 4, позволяющим при помощи барабана 5 микрометра измерять расстояние от верха головки до поверхности жидкости с точностью 0,01 мм. Отсчеты по барабану берут в момент касания острия микровинта 6 поверхности жидкости. Глубокомер



закрывает стеклянный цилиндр герметично, а наличие дополнительно воздушного шланга обеспечивает постоянство воздушного давления в обоих сосудах. Наличие переключателей 7 позволяет обеспечивать в резервуарах и атмосферного давления окружающей среды. Водяной и воздушный шланги подсоединяются к патрубкам 8, а ручки 9 служат для переноса и перестановки измерительных головок во время нивелирования.

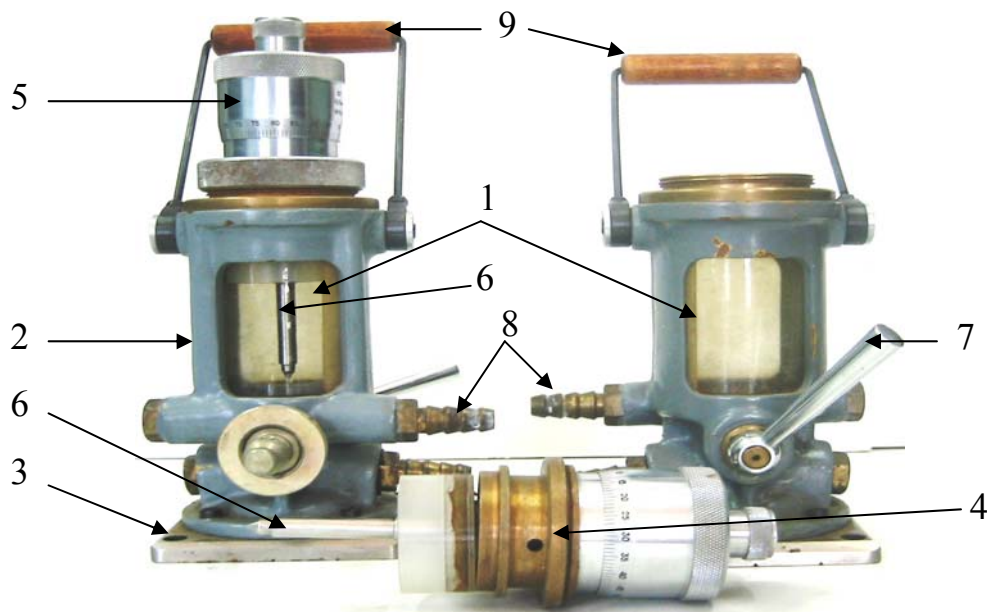


Рис. 82. Общий вид измерительной головки и микроглубокомера гидростатического уровня ТФЗ – 20.

На рис. 83 показан общий вид гидростатического нивелирования в прямом и обратном направлениях и принцип определения превышения между точками А и В. Как видим, измерительные головки, установленные на нивелируемых точках, играют роль реек, а поверхность жидкости, занимающая согласно закону сообщающихся сосудов горизонтальное положение, играет роль визирной оси нивелира. Следовательно, превышение между точками А и В будет равно разности высот столбов жидкости в сосудах, установленных в точках А и В:

$$h = a - b$$

Так как высота измерительных головок может быть разная, то превышение целесообразнее выразить в следующем виде (рис. 83, а):

$$h = (l_1 - c_1) - (l_2 - c_2) = (c_2 - c_1) - (l_2 - l_1), \quad (150)$$

где  $(c_2 - c_1)$  – разность расстояний от верха измерительной головки до поверхности жидкости;  $(l_2 - l_1)$  – разность высот головок.

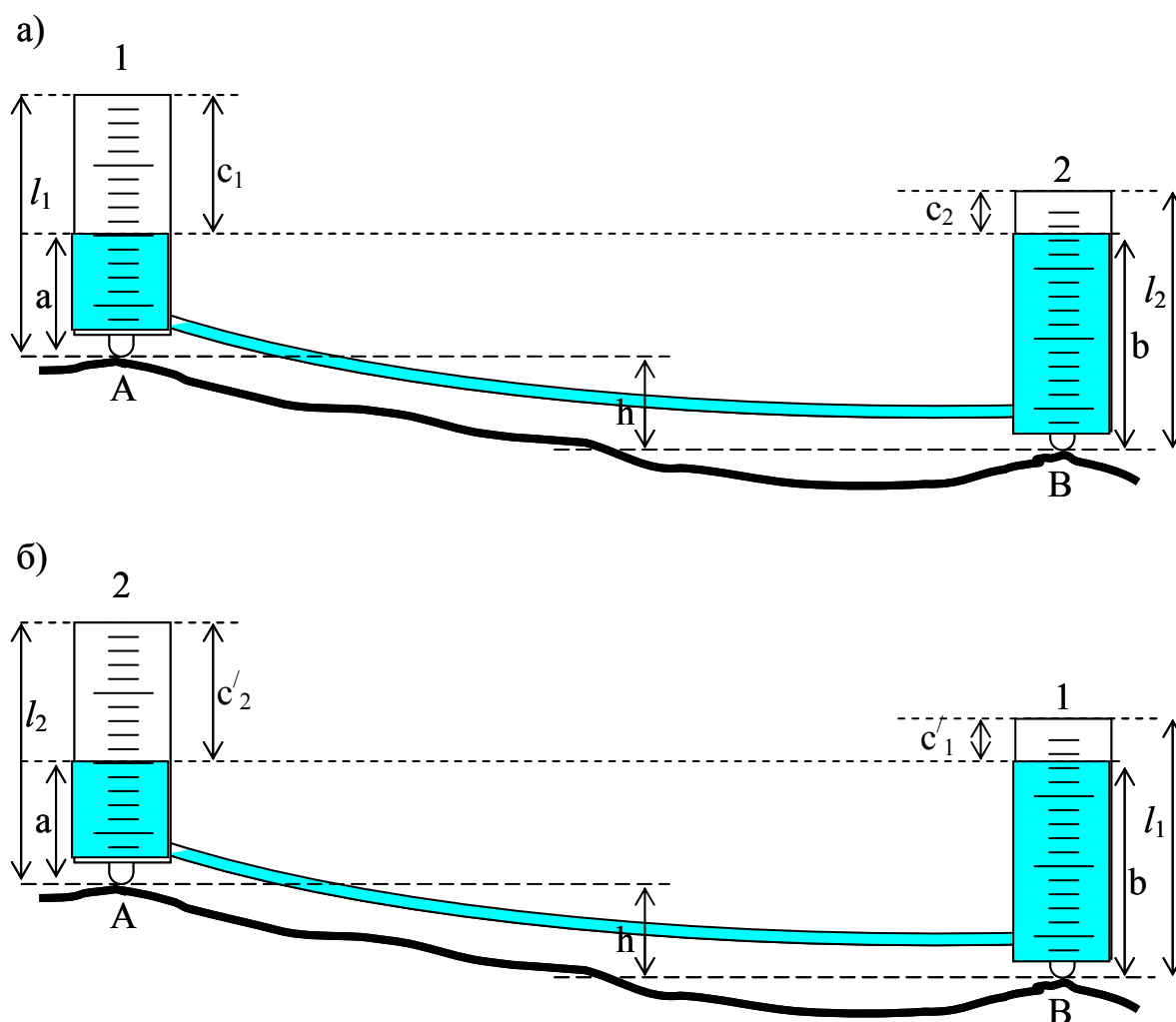


Рис. 83. Схема гидростатического нивелирования с перестановкой сосудов:  
а) в прямом и б) в обратном направлениях; 1 и 2 – номера сосудов

Использование формулы (150) целесообразнее и по другой причине. Оценка высоты (взятие отсчетов  $a$  и  $b$  по шкалам, нанесенным на стеклянных цилиндрах головок) столбов жидкости производится на глаз, а измерение расстояния  $c$  при помощи микрометра глубокомера фиксируется момент образования мениска при соприкосновении острия микровинта микрометра с поверхностью жидкости; в момент образования мениска и берется отсчет  $c$  по барабану микрометра. Этот способ измерения глубины жидкости в измерительной головке на два порядка точнее способа измерения высоты  $a$  или  $b$  жидкости по шкале с оценкой дробной части деления шкалы на глаз. Поэтому, в зависимости от назначения конструкция гидростатического уровня может предусматривать взятия отсчетов или по шкале, оценивая положение поверхности жидкости на ней на глаз, или с помощью микровинта глубокомера.

В первом случае точность нивелирования составляет  $\sim \pm 0,5$  мм, а во втором –  $\sim \pm 0,01$  мм. В первом случае высота резервуаров измерительных головок гидростатических уровней достигает 0,5 – 0,7 м, а во втором – не превышает 0,2 м. Поэтому при использовании гидростатического нивелира второго типа для определения превышений, превышающих их возможности, следует использовать калиброванные подкладки.

Для гидростатического уровня с постоянной парой измерительных головок разность их высот – величина постоянная и называется местом нуля МО. Следовательно,  $l_2 - l_1 = \text{МО}$  и формула (104) примет вид

$$h = (c_2 - c_1) - \text{МО}. \quad (151)$$

Из формулы (151) следует, что при установке измерительных головок на горизонтальной плоскости разность отсчетов а и b уровней жидкости и будет МО.

При нивелировании точек А и В в обратном направлении производится перестановка измерительных головок (рис. 83,б). Взяв отсчеты  $c'_2$  и  $c'_1$  по микрометру глубокомера, получим

$$h = (l_2 - c'_2) - (l_1 - c'_1),$$

или

$$h = (c'_1 - c'_2) + (l_2 - l_1) = (c'_1 - c'_2) + \text{МО}. \quad (152)$$

Решая уравнения (151) и (152) относительно h и МО, соответственно получим

$$h = \frac{(c_2 - c_1) - (c'_2 - c'_1)}{2} \quad (153)$$

и

$$\text{МО} = \frac{(c_2 - c_1) + (c'_2 - c'_1)}{2} \quad (154)$$

Гидростатическое нивелирование по методу взаимной перестановки измерительных головок позволяет получать превышение по формуле (150). Такая методика повышает точность результата, но снижает производительность. Поэтому при техническом нивелировании чаще пользуются нивелированием в одном направлении и для определения превышения используют формулы (151) и (152), при этом необходимо предварительно определить величину места нуля по формуле (154).

#### 4.6. Микронивелирование

*Микронивелирование* используют при монтаже и выверке технологического оборудования с высокой точностью при коротких

(900 – 1200 мм) расстояниях между нивелируемыми точками. Для этой цели используются микроnivelеры с постоянной или переменной базой.

Микроnivelер с переменной базой представляет собой телескопическую систему, установленной на подпружиненных роликах 3 и состоящей из основного удлиненной формы металлического корпуса 1 с выдвижной штангой 2, закрепляющейся винтами 6 (рис. 84). Опирается микроnivelер на исследуемую поверхность с одной стороны штوك-опорой 7 и с другой – подъемным микрометренным винтом 8, а ролики 3 играют здесь вспомогательную роль, удерживая микроnivelер от сваливания набок и при закрепленном их положении для перемещения микроnivelера по исследуемой поверхности.

На основном корпусе имеется продольный цилиндрический уровень 4 с ценой деления  $2 - 10''$  и поперечный 5 – с ценой деления  $30 - 60''$ .

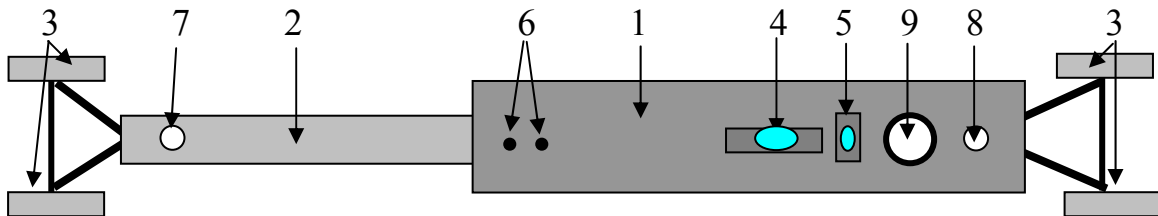


Рис. 84. Схема микроnivelера: вид сверху

Микроnivelирование заключается в следующем (рис. 85).

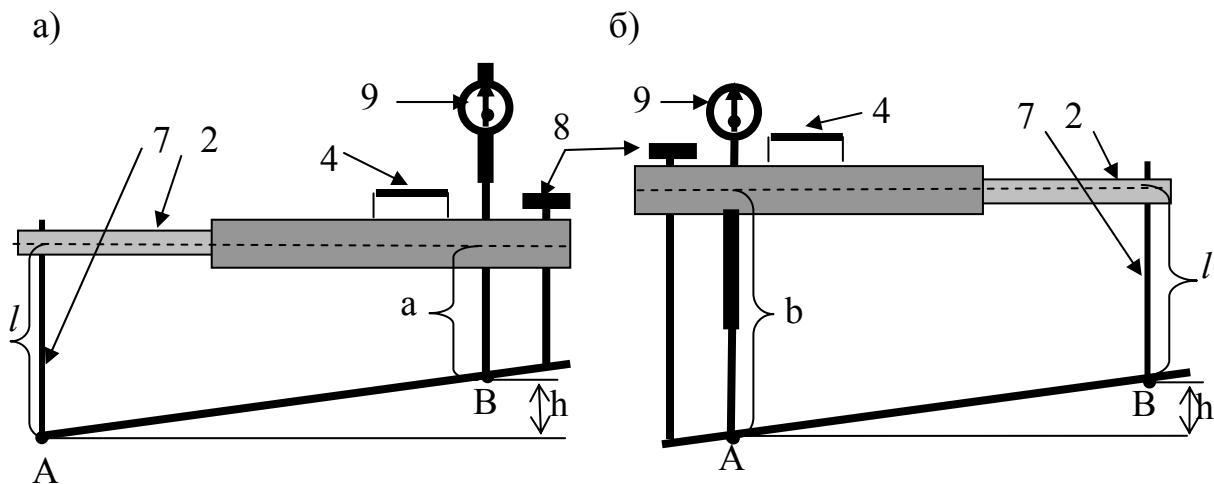


Рис. 85. Схема определения превышения микроnivelером.

Перемещая выдвижную штангу, устанавливают штук-опору 7 над точкой А, а штук стрелочного индикатора 9 над точкой В. Отпустив подпружиненные ролики, концы указанных штоков коснутся нивелируемой поверхности в точках А и В. После этого микрометренным винтом 8 приводят пузырек продольного цилиндрического уровня 4 в нуль – пункт и берут отсчет  $a$  по шкале стрелочного индикатора 9. Затем поворачивают микроnivelер на  $180^{\circ}$ , приводят пузырек уровня в нуль-пункт и берут отсчет  $b$ . Из рис. 82 следует

$$h = l - a, \quad h = b - l,$$

откуда

$$h = (b - a)/2 \quad \text{и} \quad \text{МО} = (b + a)/2, \quad (155)$$

где МО =  $l$  – место нуля.

Средняя квадратическая погрешность микро nivelирования на станции составляет  $\pm 0,01 - 0,02$  мм.

#### 4.7. Аэронивелирование

Определение отметок отдельных точек местности производится обычно или по топографической карте в камеральных условиях, или путём nivelирования земной поверхности в натуре. Всё это – наземные способы nivelирования. В настоящее время на основе использования достижений радиоэлектронной техники широко применяется радиоэлектронный способ, получивший наименование *Аэронивелирование*. При аэронивелировании полевые работы по измерению превышений между точками местности проводятся непосредственно с самолёта, пролетающего над nivelлируемыми точками. Этот способ основан на совместном и синхронном применении измерительной аппаратуры: АФА, радиовысотомера, барометрических и аэронавигационных приборов.

Фотографирование местности при помощи АФА производится с целью опознавания nivelлируемых точек и определения их местоположения. При помощи радиовысотомера измеряется относительная высота полёта самолёта над земной поверхностью.

Барометрические приборы измеряют высоту фотографирования над уровнем моря и величину отклонения траектории полёта самолёта от изобарической поверхности. С помощью аэронавигационных приборов определяется величина наклона изобарической поверхности.

Аэронивелирование производится по следующей схеме (рис. 86).

Допустим, что абсолютная отметка точки 1 местности известна. Для определения абсолютной отметки точки 2 необходимо найти превышение точки 2 над точкой 1. При перемещении самолёта горизонтальным полётом над точкой 1 радиовысотомер измеряет высоту  $H_1$  и тем самым определяется абсолютная отметка положения самолёта в точке  $s_1$ , равная  $H_s = H_1 + A_1$ . В дальнейшем при полёте самолёта над точкой 2 радиовысотомер измеряет высоту  $H_2'$ , а барометрические приборы определяют изменение горизонтальности полёта самолёта ( $\Delta H$  и  $\delta H$ ). Отсюда превышение между точками 2 и 1 будет равно

$$h = H_1 - H_2 = H_1 - H_2' + \Delta H + \delta H, \quad (156)$$

где  $\Delta H$  – разность высот фотографирования или отклонение самолёта от изобарической поверхности,  $\delta H$  – поправка за наклон изобарической поверхности.

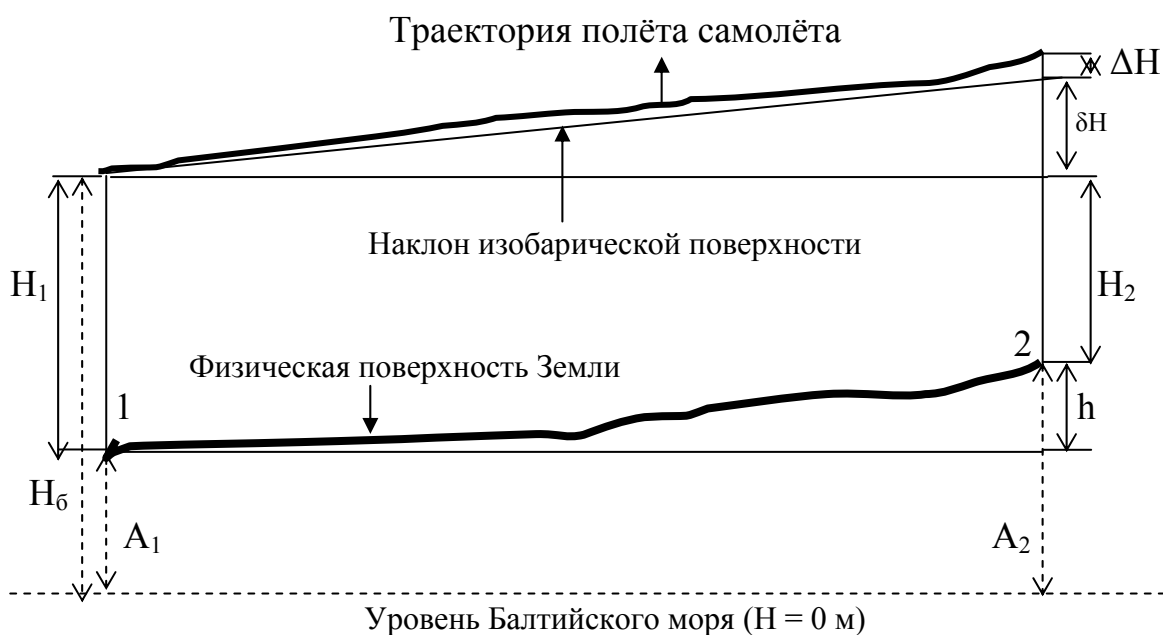


Рис. 86. Схема графического решения процесса аэронивелирования

#### 4.8. Автоматизированное нивелирование

Автоматическое нивелирование производится при помощи высотомеров-автоматов, позволяющих автоматически вычерчивать профиль линии местности или получать отметки точек этой линии. Высотомеры-автоматы бывают механические, электромеханические и электронно-механические. Все эти приборы монтируются на шасси, при перемещении которого по заданному направлению рисуется профиль местности.

Механический высотомер-автомат М.А. Артанова установлен на двухколесной тележке. Основой его частью является тяжелый маятник, который задает осевое перемещение ролику, фрикционно-связанному с диском. Диск, в свою очередь, связан с колесом тележки. Вращение диска, тем самым, будет пропорционально пройденному расстоянию. Вращательное движение ролика преобразуется в поступательное движение чертежного узла, вычерчивающего профиль местности. Ролик связан и со счетчиком превышений. Средняя квадратическая погрешность определения превышений составляет  $\pm 0,15$  м на 1 км хода.

Электрический высотомер-автомат типа ВА-1М или ВА-56 сконструирован с учетом ускорения движения тележки, и соответствующая компенсация маятника позволяет производить

нивелирование при скорости движения до 30 км в час. Профиль местности фиксируется на фотопленке. Средняя квадратическая погрешность определения превышений составляет  $\pm 0,20$  м на 10 км хода.

Электронно-механический высотомер-автомат АВА маятниковой системы аналогичен приборам ВА-1М и ВА-56. Схема прибора выполнена на полупроводниковых элементах, что позволяет существенным образом снизить вес и габариты прибора, повысить стабильность работы счетно-решающего узла. Прибор обеспечивает непрерывную запись профиля на фотопленке и визуальный отсчет превышений и расстояний по счетчикам.

#### 4.9. Фотограмметрическое нивелирование

Фотограмметрическое нивелирование основано на возможности получения модели местности при обработке пары взаимно ориентированных фотоснимков земной поверхности. Получение модели местности возможно двумя способами: способом непосредственного построения модели на экране прибора и способом стереоскопического наблюдения пары взаимно ориентированных фотоснимков.

В первом случае используется свойство геометрической обратимости фотографического процесса, которое позволяет получать модель местности в лабораторных условиях.

Сущность геометрической обратимости фотографического процесса заключается в следующем (рис. 87).

Допустим, имеется возможность восстановления момента фотографирования местности по линии ABCDE с двух точек базиса  $S_1 S_2$ . Из анализа рис. 87 видно, световые лучи от точек ABCDE местности, пройдя через центр проекции  $S_1 S_2$ , изобразятся на левом  $N_1$  фотоизображении в точках  $e d c b a$  и на правом  $N_2$  – в точках  $a b c d e$ . Если осветить полученные два фотоизображения, то световые лучи от их точек, пройдя центры проектирования, вернуться в исходные точки местности. Убрав на этом участке местность, ее точки и, следовательно, сама местность не исчезнут. Действительно, хотя местность отсутствует, но ее поверхность существует в результате пересечения световых лучей, идущих от одноименных точек фотоизображений.

В принципе полученную модель местности можно измерять. Однако практически это сделать невозможно, так как масштаб этой модели 1:1. Для воссоздания ее в лабораторных условиях необходимо центр проекции  $S_1$  поступательно переместить в положение  $S'_1$  (рис. 87). Масштаб такой модели будет равен отношению базиса проектирования  $b = S'_1 S_2$  к базису фотографирования  $B = S_1 S_2$

$$\frac{1}{M} = \frac{b}{B}. \quad (157)$$

Для наблюдения поверхности полученной модели  $A_1 B_1 C_1 D_1 E_1$  используется метод цветных *анаглифов*. Этот метод позволяет получать

объемное изображение по двум окрашенным в дополнительные цвета изображениям, составляющих *стереопару*, рассматриваемых через разноокрашенные светофильтры (разноцветные очки).

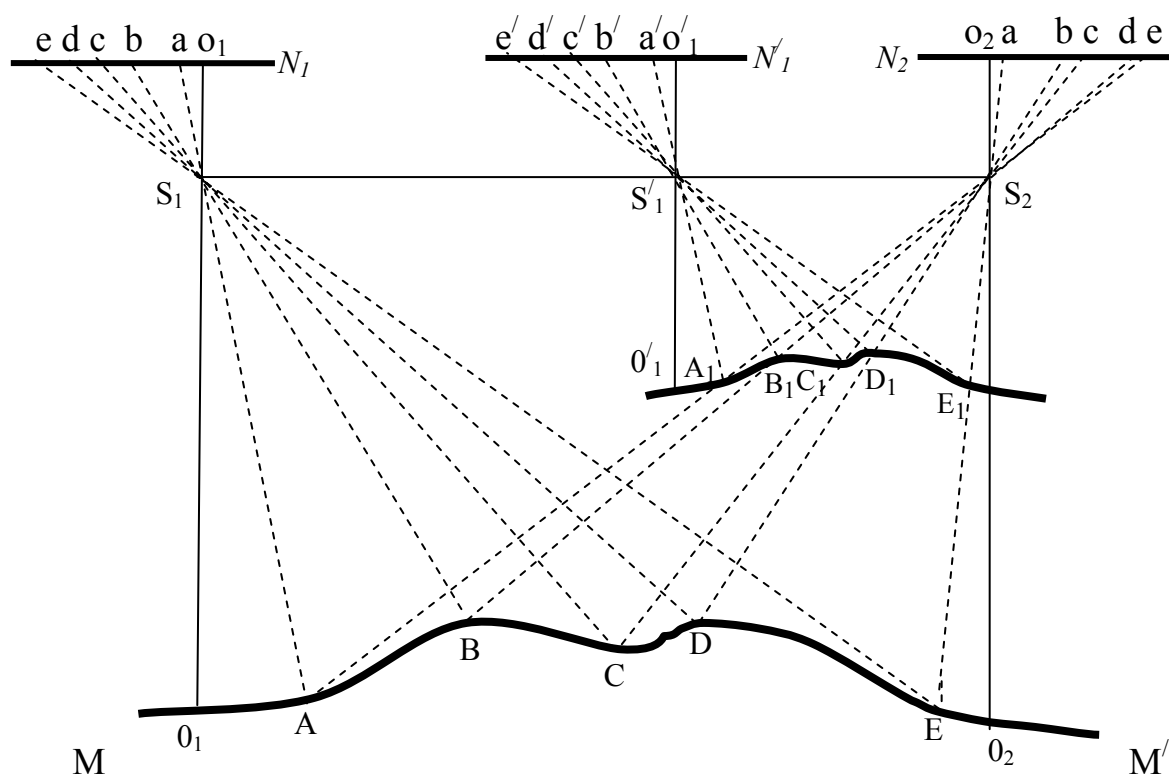


Рис. 87. Схема образования модели местности с использованием геометрической обратимости фотографического процесса в разрезе

Этот принцип получения модели местности положен в основу фотограмметрических приборов – *мультиплексов*, которые состоят из 9, 12 или 24 проекторов. Таким образом, мультиплекс позволяет в отличие от модели рис. 87 создавать модель местности на протяжении 8, 11 или 23 стереопар. Это достоинство мультиплексов несколько меркнет перед необходимостью в лабораторных условиях уменьшать габариты проекторов, использовать светофильтры, что приводит к потере точности результатов. Поэтому в настоящее время применяется второй способ – способ непосредственного наблюдения пары взаимно ориентированных фотоснимков, в результате чего возникает *стереоэффект*. *Стереоэффект* – это свойство нервной системы при рассматривании двух плоских изображений одного и того же предмета получать одно объемное изображение предмета. Стереоэффект возникает тогда, когда два перекрывающихся фотоснимка взаимно ориентированы и рассматриваются раздельно: левым глазом левый L фотоснимок, а правым – правый R (рис. 88). При этом зрительные оси направляются на одноименные точки фотоснимков. В своем продолжении эти направления пересекутся, образуя *стереомодель* ABC данного предмета.



Получение стереоэффекта невооруженными глазами связано с некоторыми трудностями: во–первых, левое изображение предмета должно рассматриваться только левым глазом, а правое – только правым, во–вторых, расстояние между одноименными точками, например,  $a_{л}a_{п}$  рис. 74 на взаимно ориентированных изображениях стереопары не должны превышать величину  $b_{г}$  глазного базиса. На практике и то и другое соблюсти трудно. Поэтому получение стереоэффекта невооруженными глазами связано с напряжением зрения и возможно после длительной тренировки.

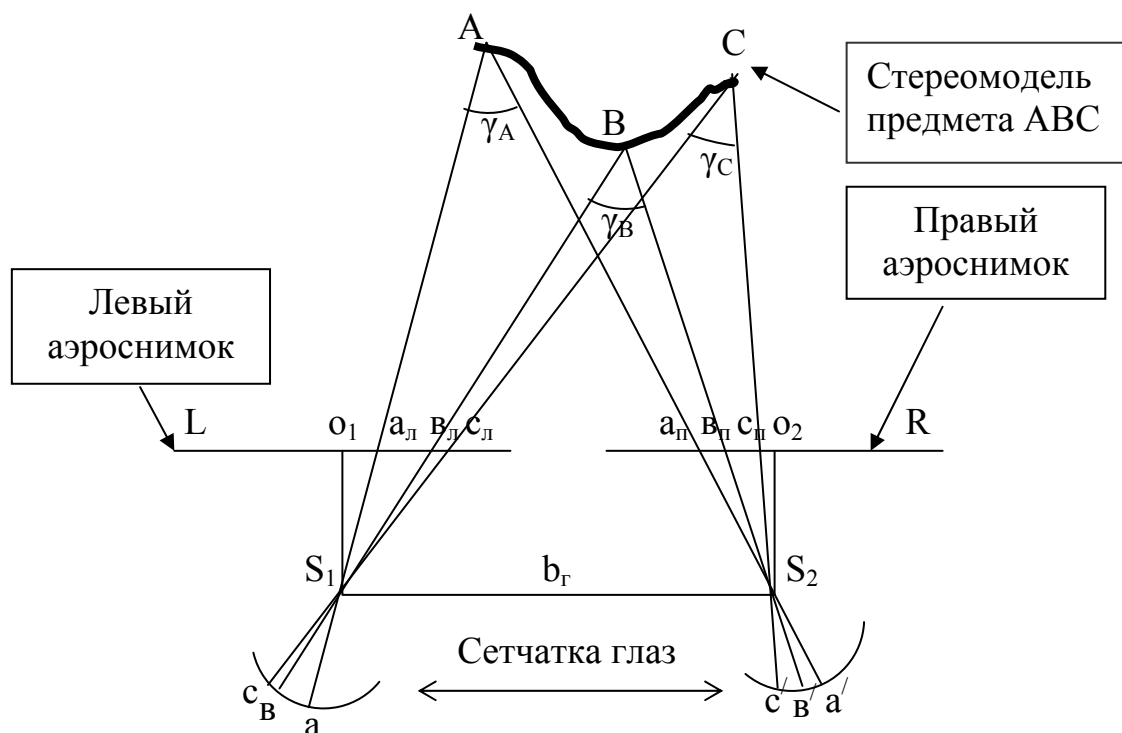


Рис. 88. Схема возникновения стереомодели

Чтобы облегчить получение стереоскопической модели местности, пользуются специальными наблюдательными системами, которые позволяют четко разделить наблюдаемые изображения и свести расстояния между наблюдаемыми одноименными точками левого и правого изображения до величины глазного базиса. Простейшей такой системой является стереоскоп. Линзово-зеркальный стереоскоп (рис. 89) состоит из двух пар зеркал и двух линз, смонтированных на соединительной планке с четырьмя ножками.

Схема получения стереомодели показана на рис. 90. Изображение левого снимка (точек  $a$ ,  $в$  и  $с$ ), отразившись от большого и малого зеркал, попадает только в левый глаз, а изображение правого снимка (точек  $a'$ ,  $в'$  и  $с'$ ) через другую пару зеркал – в правый глаз. Стереоскопическая модель  $ABC$  возникает на продолжении зрительных лучей.

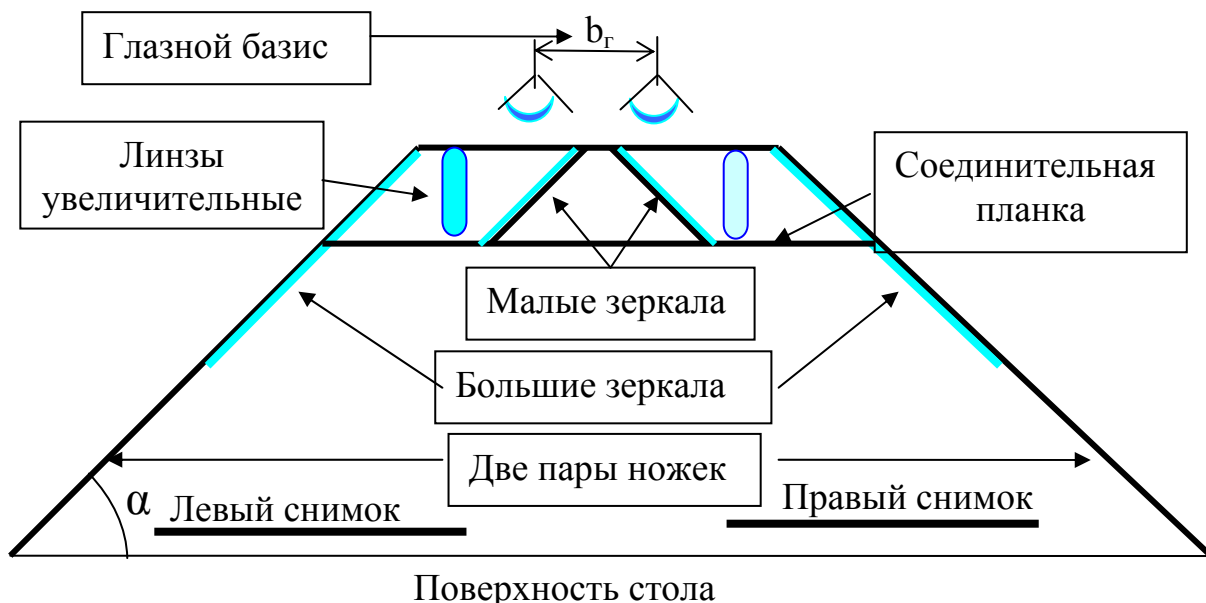


Рис. 89. Схема линзового стереоскопа Л-3

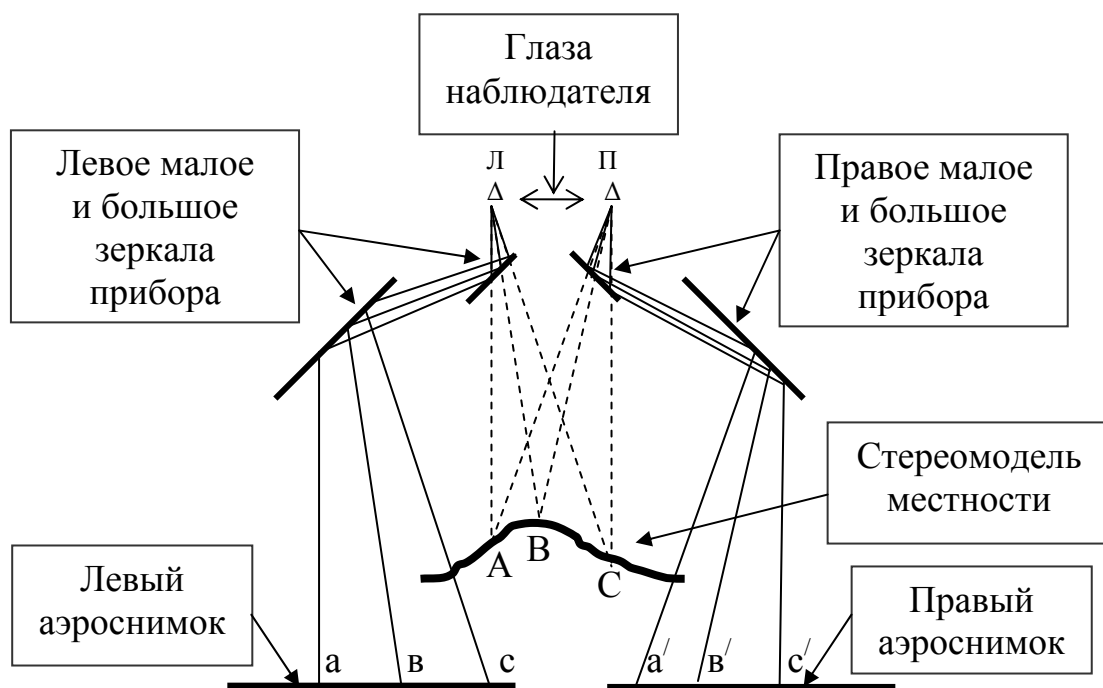


Рис. 90. Схема получения стереомодели местности с использованием стереоскопа

Сущность стереоскопического нивелирования объясняется той же геометрической обратимостью фотографического процесса (рис. 91).

Допустим, что некоторая точка А местности имеет превышение  $AA_0$  над плоскостью Т, проходящей через точку  $O_1$ , и при фотографировании с концов горизонтального базиса В изобразилась на паре горизонтальных

аэроснимков в соответствующих точках  $a_1$  и  $a_2$ . Анализ подобных треугольников  $S_1S_2A$  и  $A_2AA_1$  показывает, что после соответствующих замен отрезков местности отрезками, измеренными на аэроснимках, искомая величина превышения будет равна

$$h = \frac{\Delta p H}{b + \Delta p}, \quad (158)$$

где  $\Delta p$  - разность продольных параллаксов, измеренных для исходной ( $P_{исх}$ ) и определяемой ( $P_i$ ) точек аэроснимка,  $b$  - базис фотографирования в масштабе аэроснимка,  $H$  - высота фотографирования,  $P = x_A - x_{A'}$  - разность абсцисс, измеренных для одной и той же точки в системе координат соответственно левого и правого аэроснимков.

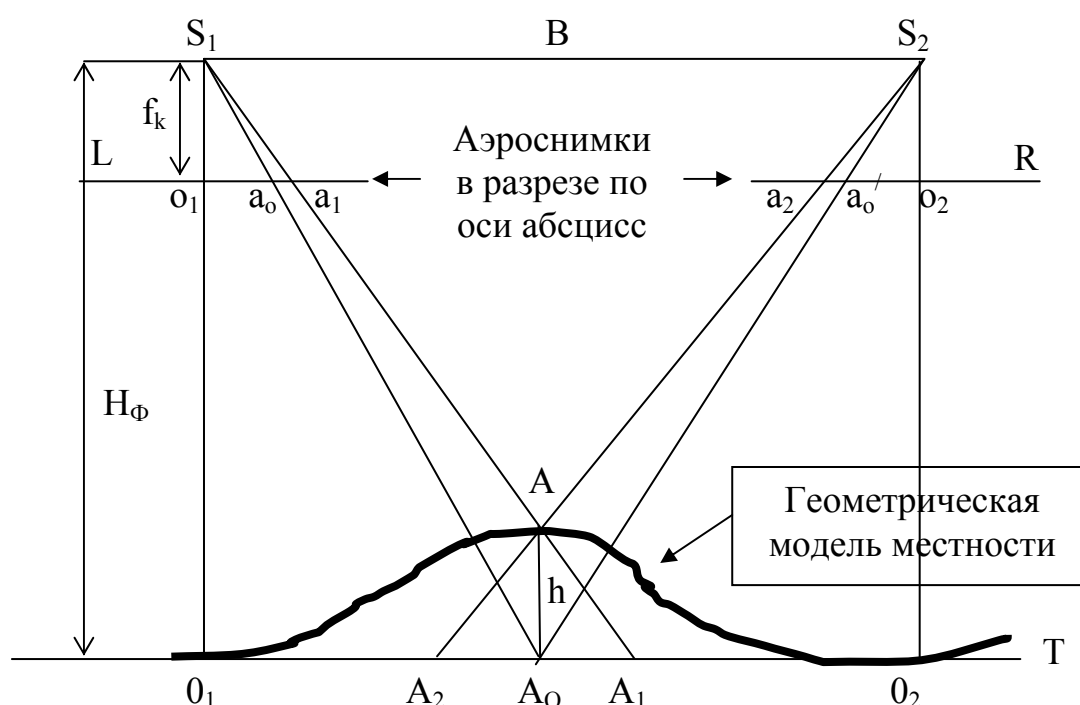


Рис. 91. Схема определения превышения точки  $A$  над точкой  $O_1$

Таким образом, для определения превышения между двумя точками местности необходимо измерить на паре аэроснимков этой местности величины абсцисс для этих точек в системе координат левого и правого аэроснимков. Затем взять разность абсцисс для каждой точки, т.е. найти величины продольных параллаксов, учитывая, что положительное направление осей координат вверх  $y$  и вправо  $x$ . После этого вычислить разность продольных параллаксов и найти искомое превышение по формуле (158).

На практике величины абсцисс не измеряются, а определяются непосредственно параллаксы или в современных приборах превышения.

Принцип измерения по аэроснимкам непосредственно параллаксов заключается в следующем (рис.92).

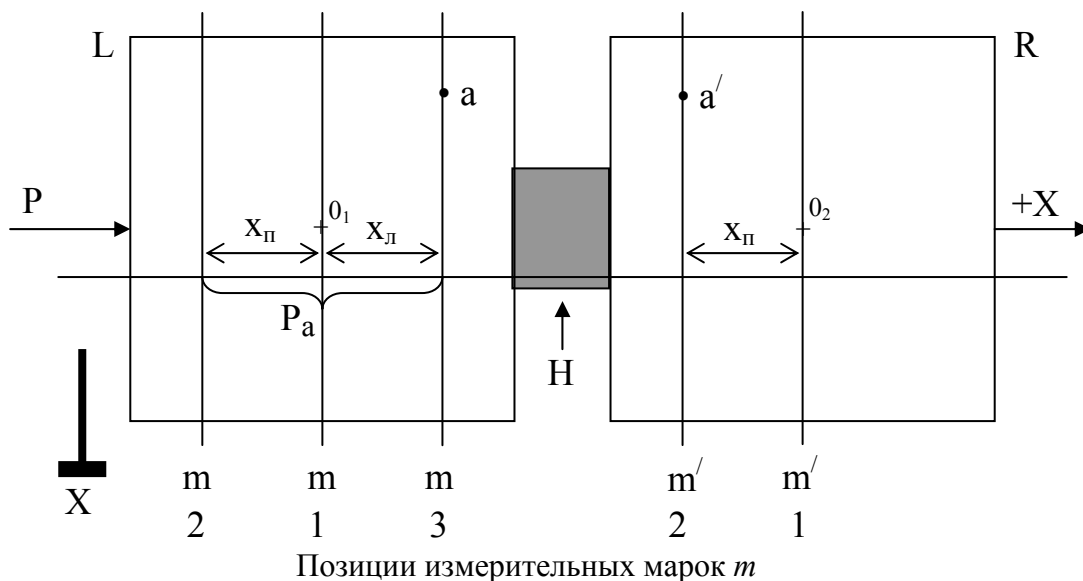


Рис.92. Схема измерения параллакса (вид сверху)

На направляющей  $N$  прибора расположены кассеты  $L$  и  $R$ , с центрами которых совмещены снимки стереопары. Направляющая  $N$  может перемещаться при помощи винта  $X$  на станине прибора вдоль оси абсцисс, а кассета  $L$  может дополнительно смещаться при помощи винта  $P$  по направляющей  $N$ . Над кассетами помещены две измерительные нити (марки)  $m$  и  $m'$ . Если разместить измерительные марки над центрами кассет (снимков) – позиция 1, то по микрометричному винту  $P$  отсчет будет равен 0.

Переместив при помощи винта  $X$  оба снимка до совмещения правой марки с точкой  $a'$ , получим смещение левого и правого снимков на величину  $x_{\text{п}}$  – позиция 2.

Если теперь переместить при помощи винта  $P$  левый снимок, оставляя, правый на месте, до совмещения левой измерительной марки с точкой  $a$  – позиция 3, общее расстояние, пройденное левым снимком, будет равно искомому значению горизонтального параллакса данной точки, т.е.  $P_a = x_{\text{л}} - x_{\text{п}}$ . В данном случае величина абсциссы  $x_{\text{п}}$  имеет отрицательный знак.

Смещение левого снимка из позиции 2 в положение 3 выполняется при помощи микрометричного винта с очень малым шагом и делениями. На практике такой винт называется *параллактическим*.

Таким образом, для измерения горизонтального параллакса для какой либо точки стереомодели необходимо совместить измерительные марки винтами  $X$  (абсцисс) и  $P$  (параллаксов) с наблюдаемыми точками левого и правого снимков. Однако такое раздельное совмещение

измерительных марок с одноимёнными точками левого и правого снимков не всегда возможно, например, при нивелировании трассы, когда пикетные точки нанесены на одном фотоснимке и отсутствуют на другом. Поэтому на практике измерение параллакса производится способом стереоскопического совмещения марки со стереомоделью. Для этого используется стереоскопическое зрение при рассматривании пары снимков, т.е. наблюдательная система (рис. 89) размещается над системой измерения параллаксов (рис. 92).

Совместное использование стереоскопической наблюдательной и измерительной систем позволило создать в зависимости от их назначения целый ряд стереофотограмметрических приборов: стереокомпараторы, стереопроекторы, стереографы, стереоавтографы, стекометры (рис. 93), стереографы (рис. 94) и т.д.

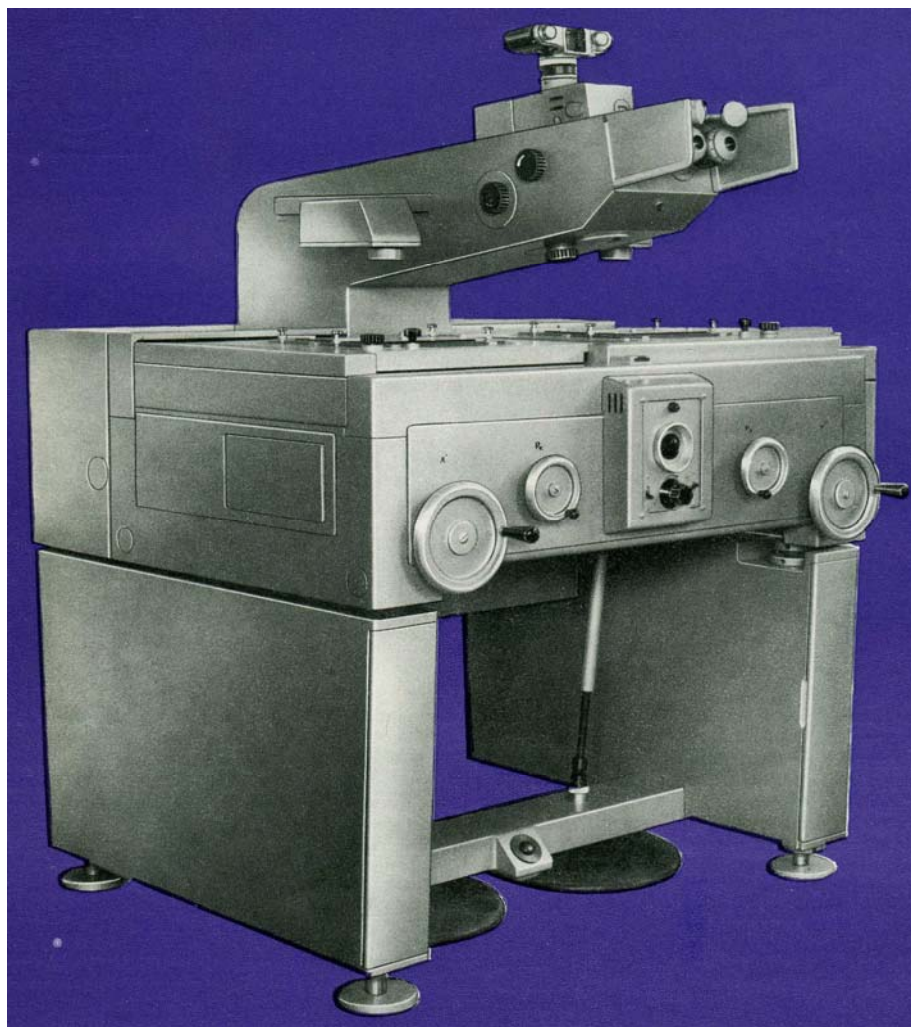


Рис. 93. Общий вид стекометра

При разработке современных стереофотограмметрических приборов постоянно совершенствуются как наблюдательная система и измерительная.

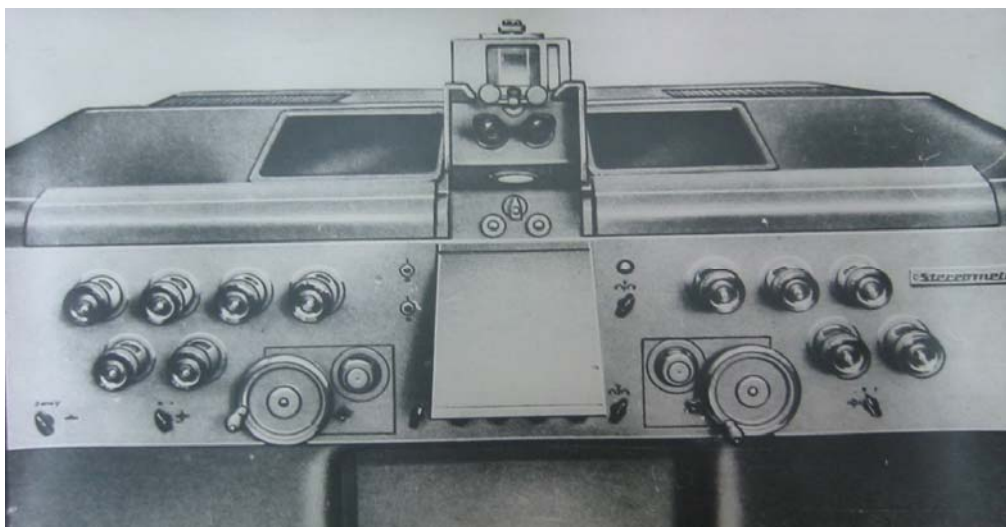


Рис. 94. Общий вид измерительной системы стереометрографа.

Наблюдательная система позволяет осуществлять коррекцию зрения наблюдателя, увеличивать наблюдаемые изображения, а измерительная система повышать точность измерений и фиксировать результаты измерений на устройствах, совместимых с вычислительной техникой.

В настоящее время разработаны стереофотограмметрические приборы, совместимые с ЭВМ, позволяющие измеренные величины переводить непосредственно в цифровую топогеодезическую информацию о местности или создавать на графопостроителях топографические планы (рис. 95).

Стереофотограмметрический комплекс АСФК состоит из стереокомпаратора, персонального компьютера, программного обеспечения, графопостроителя, что позволяет создавать и измерять стереомодели местности, получать и хранить цифровую информацию о местности или создавать на графопостроителях непосредственно топографические планы.

Фотограмметрическое нивелирование имеет ряд достоинств по сравнению с традиционными способами нивелирования. Если анализировать формулу (158), то можно отметить, что в этом выражении только один аргумент является переменным, а именно продольный параллакс. Следовательно, целесообразно определять его изменение на нивелируемых точках относительно исходной точки на данной стереопаре и здесь не происходит традиционного накопления погрешностей нивелирования. В этом случае точность определения отметок нивелируемых точек на данной стереопаре будет зависеть от погрешности взаимного и внешнего ориентирования изображений на приборе.



Рис. 95. Общий вид автоматизированного стереофотограмметрического комплекса АСФК

Кроме этого преимущества достоинство фотограмметрического нивелирования отражается в методике рисовки горизонталей на стереопаре. Если в выражении (158) не изменять величину  $\Delta r$  разности продольных параллаксов, то значение превышения  $h$ , а, следовательно, и отметки будет постоянно. Тогда, отметив на одном из изображений стереопары точки стереоскопического касания марки поверхности стереомодели, получим линию равных высот, т.е. горизонталь. Изменив величину продольного параллакса, снова отмечаем точки стереоскопического касания марки поверхности стереомодели и получаем новую горизонталь. В этом и заключается особенности метода стереоскопической рисовки рельефа – отсутствует процесс интерполирования и погрешности обобщения, сглаживания рельефа.

## ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Правильное усвоение материалов учебного пособия позволит студентам в дальнейшем грамотно подходить к решению многих инженерно-геодезических задач на всех стадиях строительства сооружений.

Поэтому основной целью пособия являлось изложение материала в доступной форме и объеме, необходимом для правильного понимания сущности геодезических измерений и топографических съемок, их назначения и обеспечения приборами и оборудованием. В пособии подробно рассмотрены различные по устройству и назначению приборы и оборудование, а также способы их применения в процессе производства

геодезических измерений и различных видов съемок, их организация и производство на всех этапах строительства сооружений

Усвоение материала позволит студентам понять как сущность геодезических измерений и различного вида съемок, их необходимость в процессе строительства в целом, так и возможности их в обеспечении топогеодезической информацией проектно-изыскательских работ и качества возводимых сооружений.

## ЛИТЕРАТУРА

1. ГОСТ 23543-88. Приборы геодезические. Общие технические условия. - М.: Изд. Стандартов, 1988. -13 с.
2. Инженерная геодезия: изд. 2-е, перераб. и доп./ П.С. Закатов, Г.В. Багратуни, В.А. Величко и др. М.: Недра, 1976, 583 с.
3. Инженерная геодезия/Е.Б. Ключин, М.И. Киселев, Д.Ш. Михелев, В.Д. Фельдман; под ред. Д.Ш. Михелева. – М.:Высшая шк., 2000
4. Куштин И.Ф. Инженерная геодезия: учебник/ И.Ф. Куштин. Ростов н/Д.: изд. Феникс, 2002, 416 с.
5. МИБГИ 19-92. Системы лазерные геодезические. Методы и средства поверки. - М.: ЦНИИГАиК, 1993.-12 с.
6. Новиков В.И. Основы геодезии и картографии: учеб. пособие/ В.И. Новиков, А.Б.Рассада. Саратов: РИЦ СГТУ, 2007, 84 с.
7. Новиков В.И. Элементы теории погрешностей геодезических измерений в строительстве: учеб. пособие/ В.И. Новиков, А.Б.Рассада. Саратов: РИЦ СГТУ, 2007, 76 с.
8. Поклад Г.Г. Геодезия: учебник/ Г.Г.Поклад. М.:Недра,1988, 304 с.
9. Поклад Г.Г Геодезия: учеб. пособие/ Г.Г.Поклад, С.П. Гриднев. М.: Академический Проект, 2007. – 592 с.
10. Справочник геодезиста: в 2-х кн. Кн.1 – 3-изд., перераб. и доп./под ред. В.Д.Большакова и Г.П.Левчука. М.: Недра, 1985, 455 с.
11. Фёдоров В.И. Инженерная геодезия: учебник для вузов. 2-е изд.,перераб. и доп./ В.И.Федоров, П.И. Шилов. М.: Недра, 1982, 357 с.



## ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение.....	3
I. Геодезические измерения.....	4
1. Основные сведения о геодезических измерениях и развитии геодезических сетей.....	4
1.1. Общие сведения о геодезических измерениях.....	4
1.2. Методы построения геодезических сетей.....	7
1.3. Основные положения и принципы развития сетей.....	11
1.4. Общие сведения о точности геодезических измерений.....	13
1.5. Решение основных геодезических задач. Прямая и обратная геодезические задачи.....	14
1.6. Оценка точности геодезических сетей.....	19
2. Угловые измерения.....	27
2.1. Сущность угловых измерений. Принципиальная схема устройства угломерного прибора.....	27
2.2. Классификация теодолитов.....	32
2.3. Зрительные трубы.....	40
2.4. Уровни и их устройство.....	46
2.5. Поверки теодолитов.....	49
2.6. Установка теодолита в рабочее положение.....	57
2.7. Измерение горизонтальных углов.....	58
2.8. Измерение вертикальных углов.....	63
2.9. Погрешности измерения горизонтальных углов.....	64
3. Линейные измерения.....	65
3.1. Сущность линейных измерений в геодезии.....	65
3.2. Механические мерные приборы.....	66
3.2.1. Устройство компаратора.....	68
3.2.2. Компарирование мерных приборов.....	69
3.3. Оптико-физические мерные приборы.....	79
3.3.1. Нитяной дальномер.....	79
3.3.2. Дальномеры двойного изображения.....	82
3.3.3. Радиофизические дальномеры. Свето- и радиодальномеры. Лазерные светодальномеры. Лазерные рулетки.....	83
3.4. Закрепление точек на местности. Геодезические знаки и центры.....	86
3.5. Вешение линий на местности.....	89
3.6. Измерение линий мерными приборами.....	93
3.6.1. Измерение линий механическими мерными приборами. 3.6.1.1. Измерение линий мерной лентой.....	93
3.6.1.2. Измерение линий мерной проволокой.....	94
3.6.1.3. Определение расстояния, недоступного для непосредственного измерения.....	95

3.6.2. Измерение расстояний оптико-физическими мерными приборами.....	98
3.6.2.1. Измерение расстояний нитяным дальномером....	98
3.6.2.2. Измерение расстояний дальномерами двойного изображения.....	99
3.6.2.3. Измерение расстояний радиофизическими дальномерами. Свето- и радиодальномеры. Лазерные светодальномеры. Лазерные рулетки.	104
3.7. Приведение наклонных линий к горизонту.....	107
3.8. Эклиметры.....	109
4. Высотные измерения.....	111
4.1. Основные понятия.....	111
4.1.1. Сущность высотных измерений в геодезии. Система отсчета высот.....	111
4.1.2. Система отсчета высот в России.....	111
4.1.3. Виды нивелирования и их сущность.....	112
4.2. Геометрическое нивелирование.....	113
4.2.1. Способы определения превышений при геометрическом нивелировании.....	113
4.2.2. Влияние кривизны Земли и рефракции на результаты геометрического нивелирования.....	115
4.2.3. Нивелиры и рейки.....	117
4.2.4. Поверки и исследования уровенных нивелиров.....	123
4.2.5. Поверки и исследования нивелиров с компенсаторами..	127
4.2.6. Исследование и компарирование нивелирных реек.....	129
4.2.7. Основные источники погрешностей геометрического нивелирования.....	130
4.2.8. Нивелирование III класса.....	132
4.2.9. Нивелирование IV.....	136
4.2.10. Техническое нивелирование.....	137
4.2.11. Общие сведения о высокоточном нивелировании.....	139
4.2.12. Общие сведения о лазерном нивелировании.....	140
4.3. Тригонометрическое нивелирование.....	143
4.4. Барометрическое нивелирование.....	147
4.5. Гидростатическое нивелирование.....	147
4.6. Микронивелирование.....	151
4.7. Аэронивелирование.....	152
4.8. Автоматизированное нивелирование.....	153
4.9. Фотограмметрическое нивелирование.....	154
Заключение.....	162
Литература.....	163

Учебное издание

НОВИКОВ Валентин Иванович  
РАССАДА Андрей Борисович

**ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ  
В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

Учебное пособие

Редактор

Подписано в печать

Формат 60x84 1/16

Бум. офсет.

Усл. печ.л.

Уч.-изд.л.

Тираж 100 экз.

Заказ

С 45

Саратовский государственный технический университет

410054, Саратов, Политехническая ул., 77

Отпечатано в РИЦ СГТУ. 410054, Саратов, Политехническая ул., 77

**В.И. Новиков, А.Б. Рассада**

**ГЕОДЕЗИЧЕСКИЕ ИЗМЕРЕНИЯ  
В СТРОИТЕЛЬСТВЕ**

**Учебное пособие**

**2009**